

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département
des Sciences et de la
Technologie
Signature:.....

**Etude d'un bâtiment de forme régulière en R+5 à usage
d'habitation avec commerces au RDC**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en
Filière : génie civil
Spécialité : Structure

Encadreur: Dr.Adim Belkacem
Dr.Ouazir Mansour

Signature:
Date:

Réalisé par : Gabi Hanane
Menia Fatima

Signature:
Date:

Membres du jury

Dr.Bourada Fouad.. (Président)
Dr.Tabet Mohamed (Examineur)
Dr.Adim Belkacem (Encadreur)
Dr.Ouazir Mansour (Encadreur)

Tissemsilt - 2018/2019

Remerciements

Premièrement je remercie mon dieu qui ma amène jusqu'à la fin de ce modeste travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Je voudrais remercier particulièrement mes encadreurs Mr. OUAZIR et Mr .ADIM pour leurs soutiens, leurs disponibilité, leurs précieux conseil et encouragements et me faire l'honneur d'assuré le suivre de mon projet de fin d'étude.

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

A tous mes professeurs chacun en son nom, je vous remercie du fond du cœur pour votre dévouement et pour vos conseils, sans vous je ne serai jamais arrivés là où on est aujourd'hui devant vous présentant le projet qui va nous transporter vers une nouvelle partie de notre vie et qui constituera tout notre avenir.

Nous remercions également monsieur SAHOUANE et tous les membres Tissemsilt du CTC pour leurs aides.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.



DÉDICACES

Pour que ma réussite soit complète je la partage avec toutes

les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :

➤ *mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi,*

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands

Sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice

à la poursuite de mes études.

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect,

ma considération et mes profonds sentiments envers eux,

A mes frères et sœurs. Vous m'avez épaulé en tout temps.

➤ *Les amis : Noura, Nadjat ,Sakina ,Yamina ,Fatima, Souha ,Sara*

et mon binôme MENIA FATIMA

Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous

ceux qui m'ont aidé et soutenu.

HANANE





DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

Mon père et ma mère qui m'encouragent beaucoup Ma frères et

Ma sœur

Tous les membres de ma grande famille « MENIA »

Mes amis et mes collègues

Tous les étudiants de G.C promotion 2018 /2019

Toute personne ayant participé de loin ou de près

pour la réalisation de ce travail

Evidemment à mon binôme « GABI HANANE »

FATIMA



Résumé

Dans ce travail de thèse, on a étudié un bâtiment constitué d'un RDC et cinq étages à usage d'habitation selon les règles parasismiques algériennes. La structure est implantée à la wilaya de Tissemsilt dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants ont été faits conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (BAEL91, RPA99V2003..).

Les mots clés : Etude, bâtiment, béton armé, RPA modifier 2003, BAEL modifier 99,

Abstract

In this thesis, we studied a building consists of a ground floor and five stories for housing using the Algerian seismic code. The structure is located in Tissemsilt which is characterized by a medium seismic activity (zone IIa).

The dimensions and reinforcements of structural elements were carried out according to the Algerian Parasismique regulation (RPA99 version 2003) and the codes of the reinforced concrete (BAEL 91).

Key words : study, building, reinforced concrete, RPA edit2003, BAEL modify99

ملخص

في هذا المشروع قمنا بدراسة بناية مكونة من طابق ارضي و خمسة طوابق مخصصة للسكن وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية. البناية واقعة بتيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية -IIa-

بخصوص أقياس و تسليح العناصر الأساسية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA99V2003.BAEL91)

الكلمات المفتاحية: دراسة، بناية، خرسانة مسلحة، (BAEL91, RPA99V2003.)

Table des matières

Remerciements	I
DÉDICACES	II
DÉDICACES	III
Résumé	IV
Abstract	IV
ملخص	IV
Table des matières	V
Liste des figures	XI
Liste des tableaux	XIII
Liste des notations	XIV
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation du projet et généralité	3
I.1.Presentation du projet	3
I.2.Caractéristiques de la structure	3
I.2.1.Caractéristiques géométrique	3
I.2.2.Caractéristiques géotechnique.....	3
I.3. Conception de la structure	3
I.3.1 Le contreventement	3
I.3.2.Les Planchers.....	4
I.3.3.Maçonnerie.....	4
I.3.4.Revêtement.....	4
I.3.5.Escalier	4
I.3.6.Balcon.....	4
I.3.7.Acrotère	4
I.4.Règlements utilisés	5
I.5.Characteristiqu des matériaux	5
I.5.1.Béton	5
I.5.1.1.Résistance mécanique.....	6
I.5.1.2. Définition des contraintes de calcul.....	6
I.5.1.2.1. Définition des états limites.....	6
I.5.1.2.2.Les états limites sont classés en deux catégories	7
I.5.1.2.2.1.Etat limite ultime de Résistance (E.L.U.R).....	7

I.5.1.2.2.2.Etat limite de service (E.L.S)	7
I.5.1.3. Contrainte admissible de cisaillement	8
I.5.1.4.Modules de déformation longitudinale du béton	9
I.5.1.5.Coefficient de Poisson	9
I.5.2.Les Aciers.....	9
I.5.2.1.Contrainte de calcul d'acier	10
I.5.2.1.1.Etat Limite Ultime (E .L .U)	10
I.5.2.1.1.Etat limite de service (E.L.S)	10
I.5.2.2.Diagramme de déformation d'une section en béton armé.....	11
I.6.Hypothèse de calcul	12
I.7.Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	12
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges	13
II.1.Introduction:	13
II.2.Pre dimensionnements éléments.....	13
II.2.1.Pré-dimensionnement des éléments secondaires	13
II.2.1.1.L'acrotère	13
II.2.1.2.Les planchers	14
II.2.1.2.1.Plancher à corps creux	14
II.2.1.2.2.les poutrelles	15
II.2.1.2.3.planchers en dalles pleines	16
II.2.1.3.Les escaliers :	17
II.2.2.Pré dimensionnement des éléments principaux:	19
II.2.2.1. Pré dimensionnement des poutres.	19
II.2.2.1.1. Les poutres principales	19
II.2.2.1.2.Les poutres secondaires	20
II.2.2.2. Pré dimensionnement des poteaux.	20
II.2.2.3. Pré dimensionnement des voiles.	21
II.3.Evaluation des charges et surcharges	22
II.3.1.Charges permanentes	22
II.3.1.1.Plancher terrasse inaccessible	22
II.3.1.2.Plancher étage courants.	23
II.3.1.3.Balcon.....	23
II.3.1.4.Les murs :	24
II.3.1.5.L'escalier :	25

II.3.2.Charges d'exploitation	26
II.3.2.1.Loi de dégression des charges d'exploitations	27
II.3.2.2.Pré dimensionnement des poteaux	28
Chapitre III : Calcul des éléments secondaire	33
III.1. Introduction	33
III.2.Acrotère	33
III.2.1.Calcul les sollicitations	34
III.2.2.Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée	35
III.2.3.Calcul du ferrailage (E. L. U. R)	35
III.2.3.1.Vérification de l'existence des armatures comprimés A'	35
III.2.3.2.Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire	36
III.2.4.Vérification des contraintes (E. L. S)	36
III.2.4.1.Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}	37
III.2.4.2.Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}	37
III.2.4.3.Contrainte de cisaillement	37
III.2.4.4.Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	37
III.3.Balcon.....	38
III.3.1.Premier types : Dalle pleines sur 3 appuis (balcon)	38
III.3.1.1. Combinaison des charges :	39
III.3.1.2. Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant.....	40
III.3.1.3. Calcul du Ferrailage.....	40
III.3.1.4. Vérifications :	40
III.3.1.4.1.La vérification des contraintes à l'E.L.S.....	41
III.3.1.4.2.Vérification de la flèche	42
III.3.2. deuxième types : Dalle pleines sur 2 appuis (balcon)	43
III.3.2.1. Combinaison des charges.....	44
III.3.2.2. Calcul le ferrailage.....	45
III.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant	48
III.3.2.4. Vérification à l'état limite de service E.L.S.....	48
III.4.Calcul de l'escalier :	50
III.4.1.Evaluation des charges	50
III.4.2.Combinaisons de charge	51
III.4.3.Détermination des sollicitations :	51
III.4.3.1.L'escalier de RDC.....	51

III.4.3.1.1.Ferraillage d’escalier à ELUR.....	54
III.4.3.1.2.Vérification à ELS.....	58
III.4.3.2.L’escalier de 1 ^{er} étage	60
III.4.3.2.1.Ferraillage d’escalier à ELUR.....	63
III.4.3.2.2.Vérification à ELS.....	67
III.4.4.Etude de la poutre palière	69
III.4.4.1 Pré-dimensionnement	69
III.4.4.2. Calcul à la flexion simple	69
Chapitre IV : Calcule des planchers	80
IV.1.Introduction.....	80
IV.2.Etude des poutrelles	80
IV.3.Méthode de calcul des poutrelles	81
IV.3.1.Méthode forfaitaire.....	81
IV.3.2.Méthode de Caquot Minoré.....	82
IV.4.Calcul du ferraillage.....	83
IV.4.1.Planchers terrasse	83
IV.4.1.1.Étude des poutrelles Planchers terrasse.	83
IV.4.1.1.1. Ferraillage en travée.....	88
IV.4.1.1.2.Ferraillage sur appuis.	89
IV.4.1.1.3. Vérifications.....	91
IV.4.2.Ferraillage de la dalle de compression.	94
IV.4.3.Planchers étage courant	96
IV.4.3.1.Étude des poutrelles Planchers étages courant	96
IV.4.3.1.1 Ferraillage en travée.....	102
IV.4.3.1.2.Ferraillage sur appuis	103
IV.4.3.1.3.Vérifications.....	105
Chapitre V :Etude sismique.....	109
V.1.Introduction	109
V.2.Objectifs et exigences.....	109
V.3.Méthode de calcul :	110
V.4.La méthode d’analyse modale spectrale.....	110
V.5.Présentation du logiciel :	110
V.6.Evaluation des efforts sismiques:.....	111
V.7.Calcul des masses de la structure	114

V.8.Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure	116
V.8.1.Centre de gravité des masses	116
V.8.2.Centre de gravité des rigidités	116
V.8.3.L'excentricité:.....	116
V.9.Principe et positionnements des contreventements	117
V.10.Calcul sismique	118
Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants	124
VI.1. Introduction.....	124
VI.2. Les combinaisons de calcul.....	124
VI.2.1.Poutres	124
VI.2.2.Poteaux	124
VI.3. Ferrailage des poutres	125
VI.3.1.Calcul de la section des armatures	125
VI.3.2 .Vérification de l'effort tranchant :.....	126
VI.4.Exemple de calcul (Poutre principale RDC a 2 ^{eme}).....	127
VI.4.1. Ferrailage longitudinal	127
VI.4.2. Calcul les armatures transversales.....	130
VI.4.3. Vérification à l'E.L.S	131
VI.4.4. Vérification de la flèche :	133
VI.5.Poteaux.....	134
VI.5.1.Les combinaisons de calcul.....	134
VI.6.Exemple de calcul : Poteau (40x40) cm ² (RDC et 1 ^{er}).....	136
VI.6.1.Calcul du ferrailage:	137
VI.7. Etude des voiles	141
VI.7.1.Principe de calcul du voile	141
VI.7.2.Les recommandations du RPA99	142
VI.7.2.1.Armatures verticales	142
VI.7.2.2.Armatures horizontales	142
VI.7.2.3. Armatures transversales.....	142
VI.7.2.4.Armatures de couture.....	142
VI.7.3. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :.....	142
VI.7.4. Calcul ferrailage des voiles	144
VI.7.4.1. Exemple de calcul VoileV1(RDC):	144
VI.7.4.1.1.Détermination des contraintes.....	144

VI.7.4.1.2.Ferrailage :	145
VI.7.4.1.3.Choix d'armature:	149
VI.7.4.1.4. Calcul des armatures transversales :	149
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	151
VII.1.Introduction.....	151
VII.2. Choix du type de fondation.....	151
VII.3. Classification des fondations	151
VII.4. Calcul des fondations.....	152
VII.5. Calcule de la semelle isolée	152
VI.5.1. Pré dimensionnement	153
VII.5.2. Calcul du ferrailage :.....	154
VII.5.3.Resume des résultats des semelles :	156
VII.5.4.Vérification au poinçonnement :	156
VII.6. Etude des longrines	157
IV.6.1.Prédimensionnement	157
IV.6.2.Sollicitations	157
IV.6.3. Ferrailage.....	157
VII.6.3.1.Calcul du ferrailage longitudinal	158
VII.6.3.2.Calcul du ferrailage transversal	158
Références Bibliographiques.....	169
ANNEXES	169

Liste des figures

Figure I.1: Diagramme de contraintes-déformation du béton.....	7
Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.....	8
Figure I.3 : diagramme contrainte-déformation d'acier.....	10
Figure I.1: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.....	11
Figure II.1: Schéma de l'acrotère.....	13
Figure II.2: Coupe du plancher à corps creux.....	14
Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle.....	15
Figure II.4: Détail d'un escalier.....	17
Figure II.5: Hauteur libre d'étage.....	20
Figure II.6 : Coupe de voile en élévation.....	21
Figure II.7: Plancher terrasse.....	22
Figure II.8: Plancher étage courant, R.D.C.....	23
Figure II.9: Détail mur extérieur.....	24
Figure II.10: Détail d'un mur intérieur.....	25
Figure II.11: les couches de palier.....	25
Figure II.12: Le poteau le plus sollicité.....	29
Figure. III 1. Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique.....	33
Figure III.2: Schéma du ferrailage l'acrotère.....	38
Figure. III.3 : Balcon appuyé sur trois côtés.....	39
Figure III. 4: ferrailage du balcon type 01.....	43
Figure. III 5: Balcon appuyé sur deux côtés.....	44
Figure III.6 : Ferrailage de balcon Type 02.....	50
Figure III.7: Schéma de volée de l'escalier RDC.....	51
Figure III.8: Schéma statique d'escalier ELU.....	51
Figure III.9: diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	52
Figure III.10: Schéma statique d'escalier ELS.....	53
Figure III.11 : diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	54
Figure III.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier en travée.....	55
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'escalier en appuis.....	57
Figure III.14 : ferrailage d'escalier volée 01.....	59
Figure III.15 : Schéma de volée de l'escalier 1 ^{er} étage.....	60
Figure III.16: Schéma statique d'escalier ELU.....	60
Figure III.17 : diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	61
Figure III.18: Schéma statique d'escalier ELS.....	62
Figure III.19: diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	63
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier en travée.....	64
Figure III.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier en appuis.....	65
Figure III. 23 : Diagramme du moment pour la poutre palière.....	70
Figure III. 24 : La poutre palière à la torsion.....	76
Figure III.23 : Ferrailage de poutre palière.....	79
Figure IV 1: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse.....	94
Figure IV.2 : Schéma de ferrailage.....	95

Figure IV.3: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courant.....	108
Figure V.1: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4.	111
Figure V 2: Spectre de réponse.	112
Figure V.3: Poids de chaque étage.	115
Figure V.4 : Contreventement de la structure	118
Figure 5 : 1 ^{er} Mode de déformation (translation suivant x)	118
Figure 6 : 2 ^{ème} Mode de déformation (translation suivant y)	119
Figure 7 : 3 ^{ème} Mode de déformation (torsion).....	119
FigureVI.1: Vue en plan du voile plein en U.....	144
Figure VI.2: Disposition des armatures du voile	149
FigureVII.1: Schéma d'une semelle isolée.....	152
Figure VII.2 : Disposition des poteaux.....	153
Figure VII.3: Ferrailage de la semelle isolée.....	156
Figure VII.4 : Ferrailage de la longrine.	159

Liste des tableaux

Tableau II.1. Pré dimensionnement des voiles	21
Tableau II.2 : Charge permanente & surcharge d'exploitation plancher terrasse (inaccessible).	22
Tableau II.3: Charge et surcharge des étages courants.....	23
Tableau II.4 : Charge permanant de balcon en dalle pleine	23
Tableau II.5 : Charge permanant de balcon en corps creux	24
Tableau II.6: Charge et surcharge des murs extérieurs.....	24
Tableau II.7: Charge et surcharge des murs intérieurs.	25
Tableau II.8: Charge du palier.....	26
Tableau II.9: Charge du Paillasse.....	26
Tableau II.10 : Les charges d'exploitations	27
Tableau II.11: Dégression des charges d'exploitations.....	27
Tableau II.12: récapitulatif des sections des poteaux par types.....	32
Tableau III.1 : Vérification des contraintes en appui.	49
Tableau III.2: Vérification des contraintes en travée.	49
Tableau III.3: Combinaison des charges	51
Tableau III.4 : Ferrailage d'escalier RDC.	58
Tableau III.5 : Ferrailage d'escalier	67
Tableau III.6 : Ferrailage de poutre palière	72
Tableau IV.1 : Les déférents cas de chargement	86
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse)type01.	86
Tableau IV.3: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse) type02.	87
Tableau IV.4 : Les déférents cas de chargement	98
Tableau IV.5: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courant) type01.	99
Tableau IV.6: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courant) type02.	100
Tableau IV.7: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courant) type03.	101
Tableau V 1 : Pourcentage d'amortissement critique	113
Tableau V.2: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).	115
Tableau V.2 : Centre de rigidité et centre de masse de la structure.....	117
Tableau V.3 : Période et facteur de participation massique.....	120
Tableau V.4: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.....	121
Tableau V.5: Vérification à l'effet P- Δ	123
Tableau VI.1: Moments max des Poutres principales et secondaire	126
Tableau.VI.2: ferrailage des poutres principales et secondaires	129
Tableau VI.3: ferrailage des poutres principales	133
Tableau VI.4: ferrailage des poutres secondaire.	134
Tableau VI.5 : Les sections d'armatures des poteaux.	135
Tableau VI.1: Les sollicitations défavorables du 1 ^{er} et 2 ^{ème} genre.....	135
Tableau VI.7: récapitulatif du ferrailage des poteaux.	140
Tableau VI.8: ferrailages des sections des poteaux.....	141
Tableau VI.9: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles.....	150
Tableau VII.2: récapitulation des résultats des semelles.....	156

Liste des notations

- A : Coefficient d'accélération de zone,
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.

- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- P : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment isostatique
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : *Moment d'inertie de la section totale homogène*



Introduction

générale

Introduction générale

Le génie civil est l'une des branches les plus anciennes de l'ingénierie et est étroitement lié à l'émergence du développement humain au cours des âges.

Il applique les connaissances mathématiques et la physique, obtenues par l'étude, l'expérience et la pratique, après réflexion et diligence, pour développer des méthodes permettant d'utiliser économiquement les matériaux et les forces de la nature, dans l'intérêt de la qualité de vie avancée du bien-être humain, et de fournir des facilités pour la vie de la société, industrie et transport.

C'est comme toute science qui se développe constamment et sans interruption et qui a récemment été associée au développement industriel pour produire de nouveaux matériaux de construction sophistiqués qui répondent aux exigences croissantes.

Les êtres humains sont confrontés à de nombreuses catastrophes naturelles ou provoquées par l'homme qui détruisent ou perturbent la vie humaine, la société et l'environnement dans lequel ils vivent. S'ils sont incapables de résister à ces catastrophes, ils essaient de leur résister ou de réduire leurs effets de plusieurs façons. Tout au long de l'histoire. Le séisme en est un bon exemple.

A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques.

Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants. Plus particulièrement Le tremblement de terre de Chlef en 1980 a été de 7,3 sur l'échelle de Richter et le tremblement de terre de Boumerdes le 21 mai 2003 Un grave tremblement de terre a frappé 6,8 Richter qui a provoqué la perte de plus de 2300 vies humaines et plus de 10000 blessés, Ainsi que des dommages d'infrastructure à travers l'état.

A cet effet, et à travers le monde, ils ont créé et imposé des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment de configuration simple et régulier en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de moyenne sismicité (IIa),

réalisé à Tissemsilt comportant un RDC et 5 étages il regroupe à la fois, commerces et logements d'habitations défini au premier chapitre. Tandis que le deuxième et le troisième chapitre se résument au calcul statique, autrement dit un pré dimensionnement des différents éléments de la structure et porte sur le calcul de ferrailage. Le quatrième chapitre porte sur le calcul de ferrailage des planchers. le cinquième chapitre, quant à lui s'attache [la modélisation de la structure, en vu d'appréhender le comportement sismique et d'adopter une disposition des voiles appropriée la structure].

Une fois que la disposition est adoptée, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le sixième chapitre. Enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du Septième chapitre.

Le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus et les contraintes rencontrées lors de l'élaboration de



CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET ET GÉNÉRALITÉ

Chapitre I : Présentation du projet et généralité

I.1. Présentation du projet

Notre travail de fin d'étude va s'intéresser à l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (commerciale et d'habitation), composé d'un rez-de-chaussée et Cinque étages courant. Cette réalisation sera implantée dans la Wilaya Tissemsilt qui est classée en zone moyenne sismicité (IIa) selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifier 2003).

I.2. Caractéristiques de la structure

I.2.1. Caractéristiques géométrique

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes:

- Hauteur des étages courants : 2,89 m.
- Hauteur du rez -de chaussée : 4,53m.
- Hauteur totale du bâtiment: 19,58 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan : 17,95m.
- Largeur totale du bâtiment en plan : 14,15 m.

I.2.2. Caractéristiques géotechnique

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **02** en selon du RPA99 version 2003
- Le site est considéré : **S3** (meuble).
- Contrainte admissible du sol = **2 Bar**
- L'ancrage minimal des fondations : **D= 1,5m**

I.3. Conception de la structure

I.3.1 Le contreventement

La structure comporte des portiques auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé suivant les deux directions, et des voiles de contreventement. Les charges verticales et horizontales seront reprises simultanément par les portiques et les voiles, et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives.

I.3.2.Les Planchers

Le plancher de l'étage courant est réalisé en corps creux, plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne dans le plancher terrasse pour l'écoulement des eaux pluviales.

I.3.3.Maçonnerie

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- **Les murs extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs** : ils sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm

I.3.4.Revêtement

- Enduit en ciment pour le sous plafond.
- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs Intérieurs.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.3.5.Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

Notre structure comporte deux types d'escaliers.

- Escalier droit à trois volées utilisé pour l'accès RDC ;
- Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès de 1^{er} étage à autre étage.

I.3.6.Balcon

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.3.7.Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60cm.

I.3.8.Terrasse

Il existe un seul type de terrasses : Terrasse inaccessible.

I.4.Règlements utilisés

- RPA 99/version 2003(Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL 91 (béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

I.5.Caracteristiques des matériaux

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique, Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en Algérie.

I.5.1.Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, Gravillons) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton armé utilisé dans la construction des ouvrages doit être conforme aux normes et règles techniques de conception et du calcul des structures (B.A.E.L.91, CBA 93 et R.P.A 99 V.2003).

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton courant est défini comme suit:

- **350 Kg** de ciment CPJ42.5
- **400 L** de sable $dg \leq 5$ mm
- **800 L** de gravillons $dg \leq 25$ mm
- **175 L** d'eau de gâchage.

La préparation du béton (malaxage) se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 étapes suivantes :

- La mise en place d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.

- La mise en place du ferrailage (armatures) dans le coffrage.
- Le coulage du béton dans le coffrage.
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

I.5.1.1. Résistance mécanique

a- Résistance caractéristique à la compression :(CBA.93 [ART 2.1.1.1])

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière, elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

- Pour $j < 28$, f_{c28} du béton non traité thermiquement est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

- Pour $j > 28$ on a $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$

b- Résistance caractéristique à la traction : (CBA .Art:A.2.1.1.2)

La résistance caractéristique à la traction du béton à $\langle j \rangle$ jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{Mpa}$

I.5.1.2. Définition des contraintes de calcul

I.5.1.2.1. Définition des états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis:

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

I.5.1.2.2.Les états limites sont classés en deux catégories

I.5.1.2.2.1.Etat limite ultime de Résistance (E.L.U.R)

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage. (CBA 93 [ART 3.3.2] P24)

La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

Si $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ La courbe est sous forme d'une parabole.

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

Si $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰}$ La courbe est sous forme d'une droite constante

$t > 24$ heures	$1 \leq t \leq 24$ heures	$t < 01$ heures
$\theta = 1$	$\theta = 0.9$	$\theta = 0.85$

Avec

$\gamma_b = 1,5$ Sollicitation durables $\implies \sigma_{bc} = 14,17\text{Mpa}$

$\gamma_b = 1,15$ Sollicitation accidentelles $\implies \sigma_{bc} = 18,48\text{Mpa}$

La courbe est sous forme d'une droite constante

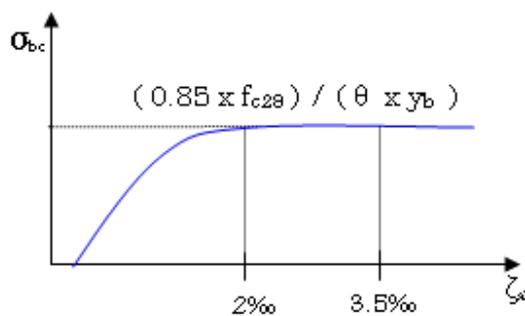


Figure I.1: Diagramme de contraintes-déformation du béton

I.5.1.2.2.2.Etat limite de service (E.L.S)

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations, excessives des éléments porteurs).

La contrainte limite de service est : (CBA 93 [ART 5.1.4])

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

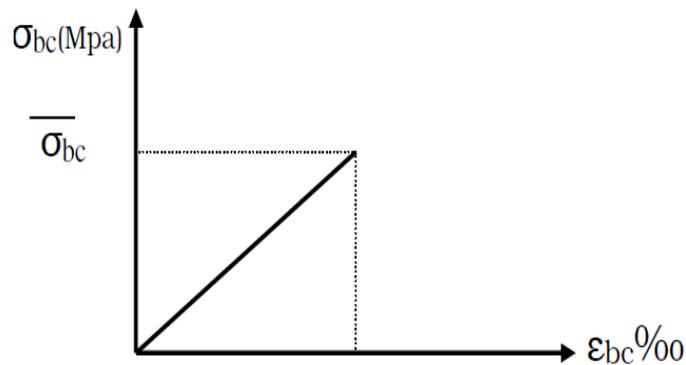


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS

I.5.1.3. Contrainte admissible de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement est donnée par la formule suivante : CBA 93[Art5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

v_u : L'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de la section

d : hauteur utile de la poutre

On vérifie par la suite que :

❖ **Fissuration est peu nuisible :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

❖ **Fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable**

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

I.5.1.4. Modules de déformation longitudinale du béton

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

- **Module de déformation instantanée: (CBA 93.Art : A.2.1.2.1)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h:

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ Mpa}$$

- **Module de déformation différée: (CBA 93.Art: A.2.1.2.2)**

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

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818 \text{ Mpa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.5.1.5. Coefficient de Poisson

Le coefficient de poisson est défini comme le rapport entre la déformation transversal et la déformation longitudinal. $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L)$. (CBA 93 [Art 2.1.2.3] P8)

$\nu = 0.2$ pour l'état limite service (E.L.S) (béton fissuré).

$\nu = 0$ pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R) (béton non fissuré).

I.5.2. Les Aciers

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de:

- Nuance pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Dans la pratique, on utilise les nuances d'aciers suivants:

- Acier naturel (feE215, feE235);
- Acier à haute adhérence (feE400, feE500) ;
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² avec $\phi \leq 6$ mm. (T.S.L feE500) ;
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à: $E_s = 200\,000$ Mpa ;

I.5.2.1.Contrainte de calcul d’acier

Les caractéristiques mécaniques des aciers d’armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε .

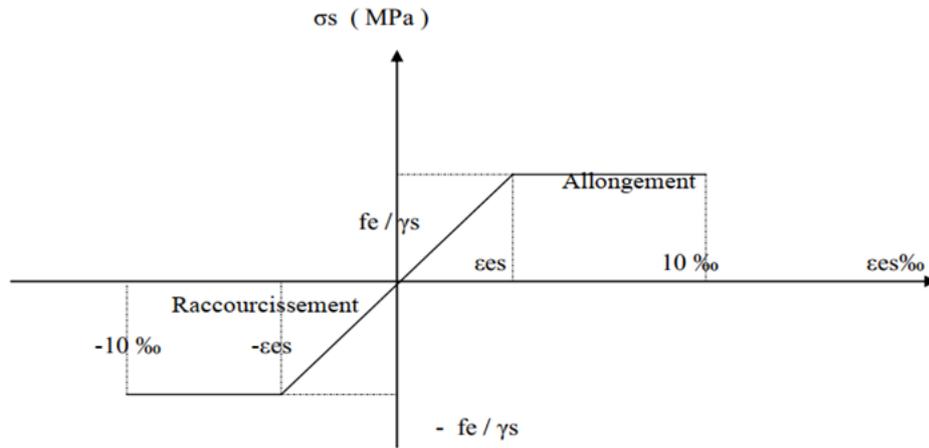


Figure I.3 : diagramme contrainte-déformation d’acier

I.5.2.1.1.Etat Limite Ultime (E .L .U)

La contrainte de l’acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

f_e : (limite d’élasticité de l’acier)=400 Mpa

γ_s : (coefficient de sécurité) = 1,15 situation durable (généralement)

γ_s : (coefficient de sécurité) = 1 (situation accidentelle)

E_s :(module d’élasticité de l’acier)= 2×10^5 Mpa

Pour notre cas : $\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{MPa} & \text{en S.D} \\ 400 \text{MPa} & \text{en S.A} \end{cases}$

I.5.2.1.1.Etat limite de service (E.L.S)

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures:

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma_{st}} \leq f_e$ pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma_{st}} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa ;

- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa.

Avec η : coefficient de fissuration.

- $$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm ;} \\ \eta = 1,3 \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

I.5.2.2.Diagramme de déformation d'une section en béton armé

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure I.4.). Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots écrite dans le code CBA93 (Art, A.4.3.3).

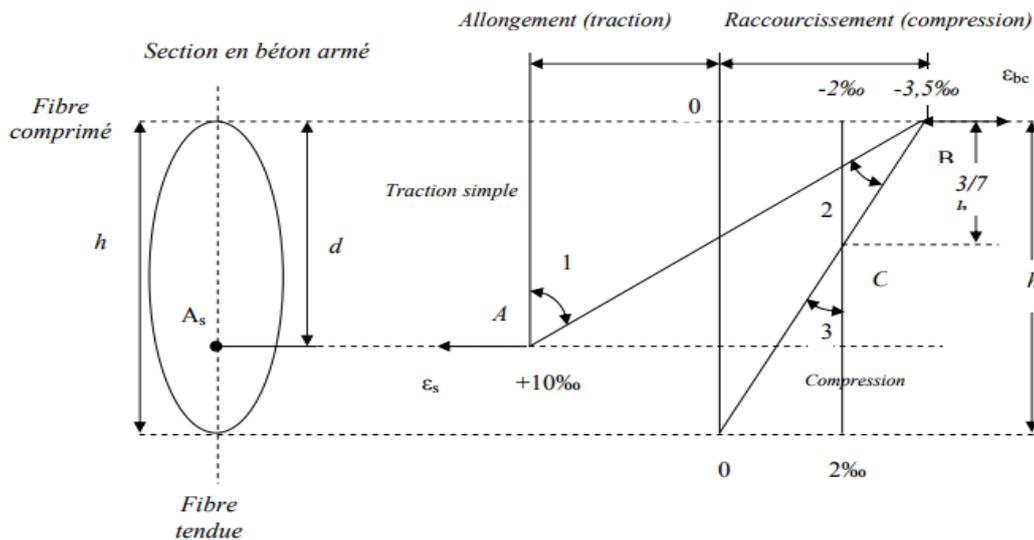


Figure I.1: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

- **Pivot (A) région1** : Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$. Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- **Pivot (B) région2** : Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon = 3,5 \times 10^{-3}$. Pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot (C) région3** : Raccourcissement de la fibre de béton à la distance 3h/7 de la fibre la plus comprimée $\epsilon_{bc} = 2 \times 10^{-3}$ Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

I.6.Hypothèse de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$.

Pour les armatures de l'acier:

- longitudinales : on a choisi le : « 400..Efe » H.A MPa f_{e400}
- transversales : on a choisi le : « 235..Efe » R.L
- treillis soudés (de la dalle de compression) : « 500..Efe » H.A MPa f_{e500}

I.7.Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

a- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »

❖ Pour les situations durables :

$$P_1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

❖ Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P_2 = G + Q \pm E.$$

$$P_3 = G + Q \pm 1,2 E.$$

$$P_4 = 0,8 G \pm E$$

b- Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance

$$P_5 = G + Q.$$

Avec :

{	G : Charge permanente.
	Q: Charge d'exploitation.
	E: L'effort de séisme.

CHAPITRE II

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1.Introduction:

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du BAEL91. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

La transmission des charges se fait comme suit

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2.Pre dimensionnements éléments

II.2.1.Pré-dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1.1.L'acrotère

❖ Mode de travail :

L'acrotère se compte comme une console encastree à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courante.

❖ Dimensionnement :

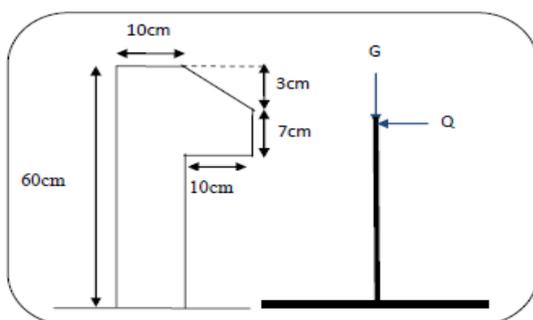


Figure II.1: Schéma de l'acrotère

$$ST = (0,1 \times 0,6) + [(0,03 \times 0,10) / 2] + 0,07 \times 0,10 = 0,0685 \text{ m}^2$$

▪ **Charge**

G_1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G_1 = G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 \times 1 = 1,71 \text{ KN}$$

▪ **Les Surcharge d'exploitation (D.T.R.B.C.2.2.)**

"Q" Force horizontal sollicité l'acrotère due à la main courante est 1kN/m.

$Q \times 1m = 1 \text{ KN/ml}$ (Pour une terrasse inaccessible).

II.2.1.2. Les planchers

II.2.1.2.1. Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux

- **les corps creux ou "hourdis"** qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings) .
- **les poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- **Une dalle de compression**, armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

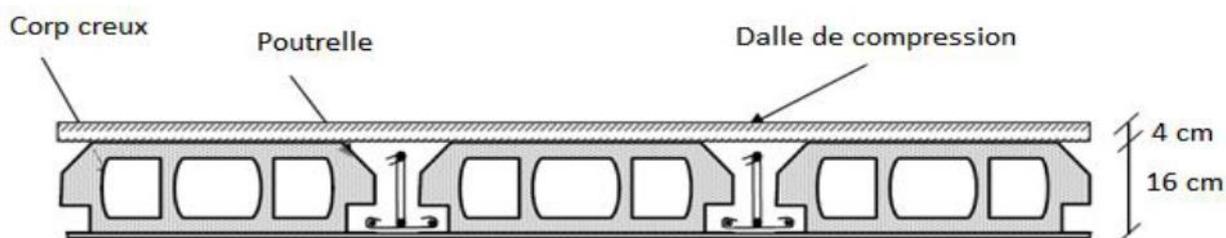


Figure II.2: Coupe du plancher à corps creux.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

- **Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égale 1/22,5.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

$$h \geq 4.10/22.5 = 0.1822 \text{ m} = 18.22\text{cm} \Rightarrow \text{on prend: } h = 20 \text{ cm}$$

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

II.2.1.2.2.les poutrelles

▪ **Définition**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

▪ **Dimensionnement des poutrelles**

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:

$$b = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

la portée maximale est : $L = 3,90\text{m}$ $l_1 = 65\text{cm}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5\text{cm} \\ b_1 \leq 390 / 10 = 39\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

$$(1) \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm.} \quad \text{Donc on prend dans le calcul } b = 65 \text{ cm}$$

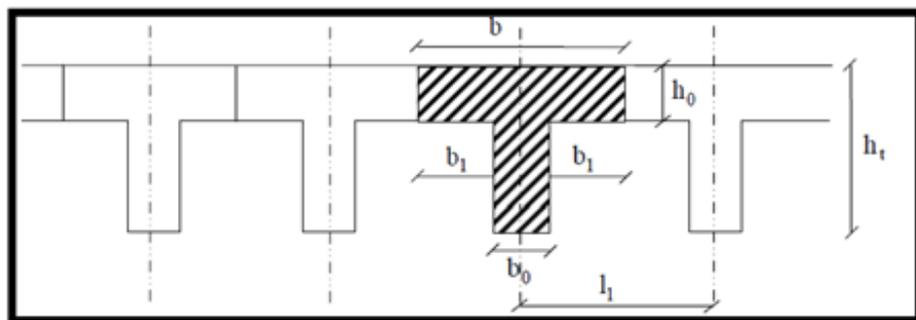


Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle

II.2.1.2.3. planchers en dalles pleines

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

▪ Critère de résistance

$$e \geq \frac{lx}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40} \quad \text{Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}$$

Avec :

Lx : la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

▪ Coupe-feu

$$e \geq 7cm \quad \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

$$e \geq 11cm \quad \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

➤ Balcon

Est constitué d'une dalle pleine il y a deux types de balcon :

- Une dalle pleine encastrée dans deux côtés et libre dans les autres côtés

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

- Une dalle pleine encastrée dans trois côtés et libre dans autre côté.

$$\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40} \Rightarrow 2,66 \leq e \leq 3,32$$

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

II.2.1.3. Les escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

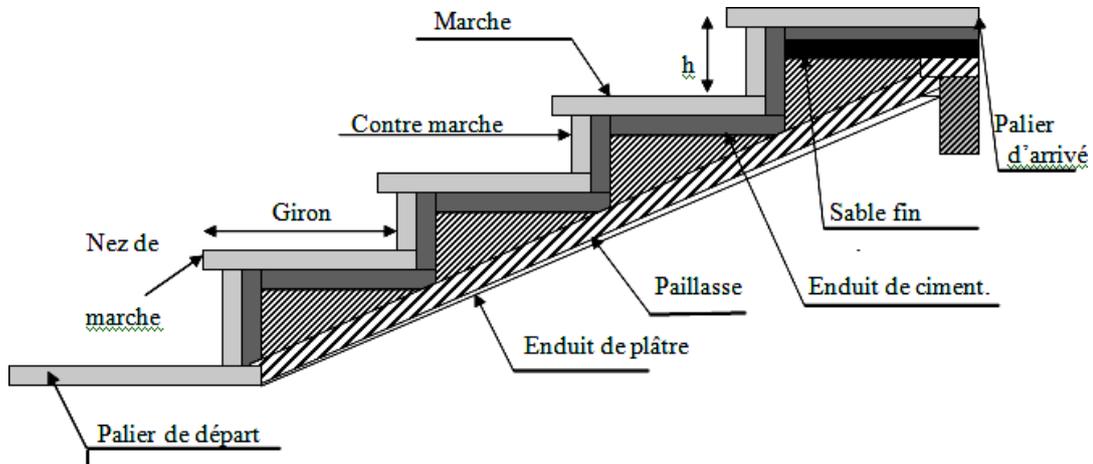


Figure II.4: Détail d'un escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contres marches (H) on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Soit

H: hauteur de la volée.

L: longueur de la volée.

n: nombre de contre marche.

n-1: nombre de marches.

g: Giron.

h: Hauteur de la contre marche.

Or: $h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{l}{(n-1)}$

Si: $g+2h=64\text{cm} \dots\dots\dots(2)$

Remplaçant dans(2) on trouve : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = 64$

$\Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2 \times H + L) \times n + 2 \times H \dots\dots\dots(3)$

n est la solution de l'équation (3)

✓ **Pour la volée (I)**

D'après les plans d'architectures on a :

$H=153\text{cm}$ et $L=120\text{cm}$

$\Rightarrow 64n^2 - 580n + 306 = 0 \Rightarrow n=9$

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

Nombre de marche $n-1=8$

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

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{8} = 26,25\text{cm}$

On prend $g=30\text{cm}$

Epaisseur de la paille (e)

L'épaisseur de la paille e est donnée par : $(\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20})$

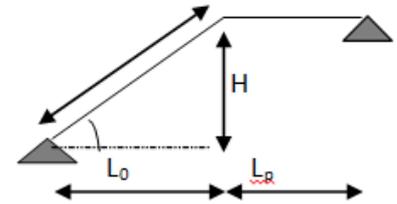
$L = l_0 + l_{\text{palier}}$

$L_0 = \sqrt{210^2 + 153^2} = 259\text{cm}$

$L = l_0 + l_{\text{palier}} = 259 + 153 = 412\text{cm}$

$13,73 \leq ep \leq 20,6$

On prend: $ep = 15\text{cm}$



II.2.2. Pré dimensionnement des éléments principaux:

II.2.2.1. Pré dimensionnement des poutres.

D'après le R.P.A.99 Révisées en 2003 articles 7.5.1, les dimensions des poutres

Doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité est le suivant:

$$\left[\begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right.$$

- h_t : hauteur total de la poutre
- b : largeur de la poutre
- L : la plus grande portée libre entre axes d'appuis

Deux types de poutres:

-Poutres principales: $L_{max} = 4,10$ m

-Poutres secondaires: $L_{max} = 3,90$ m.

II.2.2.1.1. Les poutres principales

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} = 410 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 27,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 41 \text{ cm} \text{ On prend } \mathbf{h_t = 40 \text{ cm}} \\ 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm} \text{ On prend } \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A 99(version 2003), on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales (30x40) cm²

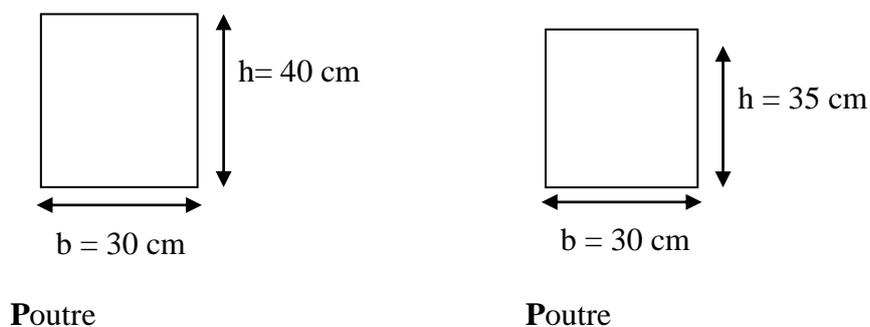
II.2.2.1.2. Les poutres secondaires

$$\begin{cases} L = 390 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \begin{cases} 26 \text{ cm} \leq h_t \leq 39 \text{ cm} \\ 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm} \end{cases} \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x35) cm²**



II.2.2.2. Pré dimensionnement des poteaux.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- - Critère de résistance.
- - Critère de stabilité de forme.
- - Règles du RPA99 (version2003).

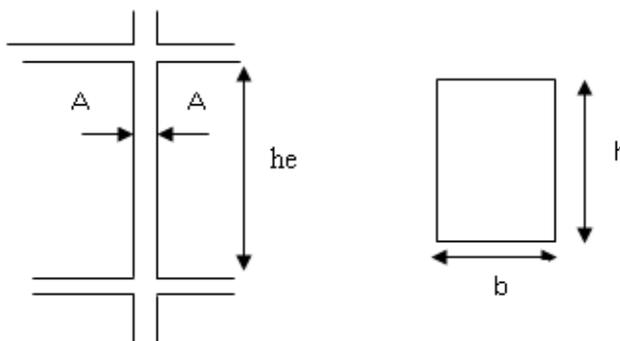


Figure II.5: Hauteur libre d'étage

Les exigences de RPA en zone II.a

$$\left[\begin{array}{l} \min(b.h) \geq 25cm \\ \min(b.h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003) citées ci-dessus.

II.2.2.3. Pré dimensionnement des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq 15cm$$

$$e \geq \frac{h_e}{22}$$

RPA (Article .7.5.1)

Avec : L : Longueur du voile.

e : Épaisseur du voile.

h_e : Hauteur d'étage.

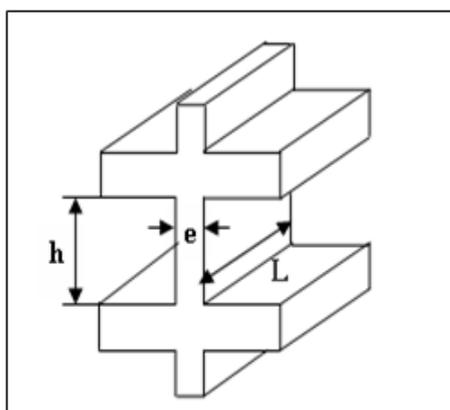


Figure II.6 : Coupe de voile en élévation

Tableau II.1. Pré dimensionnement des voiles

	h_e (cm)	$a \geq h_e/22$	adoptée
RDC	418	19	20
Etage courant	254	11,54	20

II.3.Evaluation des charges et surcharges

La descente de charge a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.3.1.Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant.

II.3.1.1.Plancher terrasse inaccessible

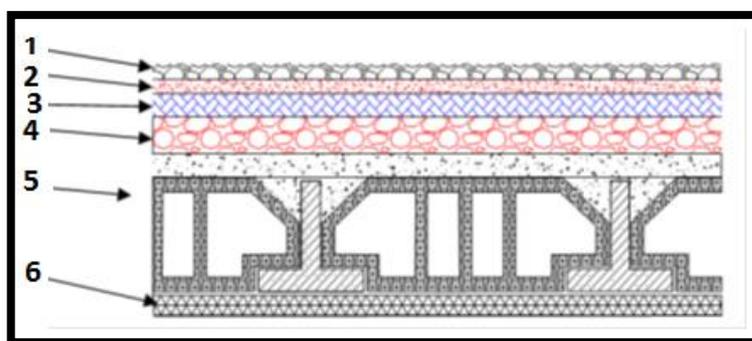


Figure II.7: Plancher terrasse.

Tableau II.2 : Charge permanente & surcharge d'exploitation plancher terrasse (inaccessible).

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique KN/m ²
1-Gravillons de protection	5	20	1,00
2- Étanchéité multicouche	2	6	0,12
3- Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
4-Forme de pente	10	22	2,2
5-Plancher à corps creux	(16+4)	/	2,8
6-Enduit de plâtre	2	10	0,2
Total			G=6,48 KN/m²

II.3.1.2. Plancher étage courants.

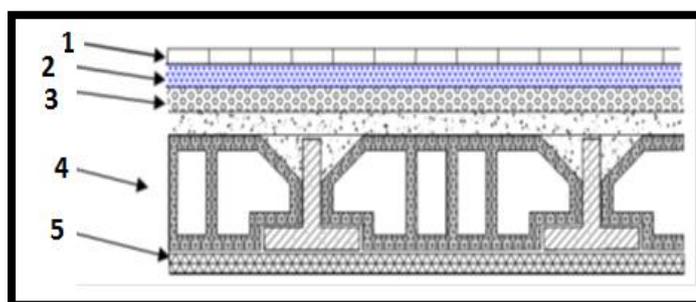


Figure II.8: Plancher étage courant, R.D.C.

Tableau II.3: Charge et surcharge des étages courants.

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique KN / m ²
1-Carrelage	2	22	0.44
2- Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	2	18	0.36
4-Dalle en corps creux	16+4	-	2.80
5-Enduit plâtre	2	10	0.20
6-cloison de séparation	10	9	1,46
Total			G=5,66 KN / m²

II.3.1.3. Balcon.

Tableau II.4 : Charge permanent de balcon en dalle pleine

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique KN / m ²
1- Carrelage	2	22	0,44
2 -Mortier de pose	2	20	0,4
3 Dalle pleine en béton armé	15	25	3,75
4 Enduit de ciment	2	18	0,36
Total			G=4,95 KN / m²

Tableau II.5 : Charge permanent de balcon en corps creux

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique KN / m ²
1- Carrelage	2	22	0,44
2 -Mortier de pose	2	20	0,4
3 corps creux	16+4	/	2.80
4 Enduit de ciment	2	18	0,36
Total			G=4.00 KN / m²

II.3.1.4.Les murs :

a) Mur extérieur (double cloison).

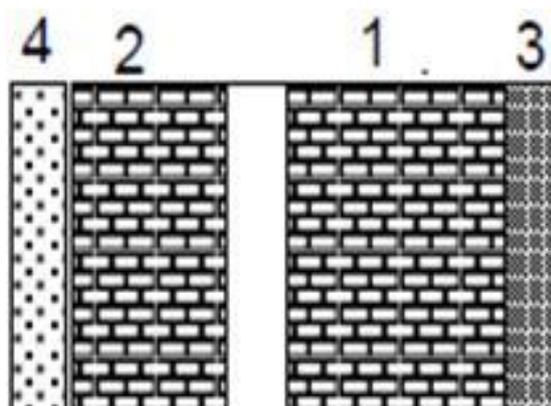


Figure II.9: Détail mur extérieur.

Tableau II.6: Charge et surcharge des murs extérieurs.

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique KN / m ²
1 -Enduit en ciment	2	18	0,36
2- Brique creuse	15	9	1,35
3- Brique creuse	10	9	0,9
4- Enduit en plâtre	2	10	0,2
Total			G=2.81 KN / m²

b) Mur intérieur

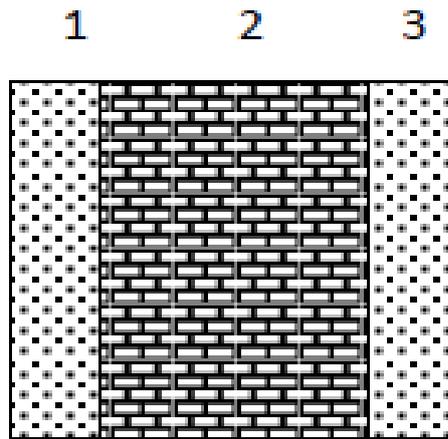


Figure II.10: Détail d'un mur intérieur.

Tableau II.7: Charge et surcharge des murs intérieurs.

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique KN / m ²
1- Enduit extérieur	2	18	0,36
2-Brique creuse	10	9	0,9
3- Enduit intérieur	2	10	0,2
Total			G=1.46 KN / m²

II.3.1.5.L'escalier :

a) Le palier:

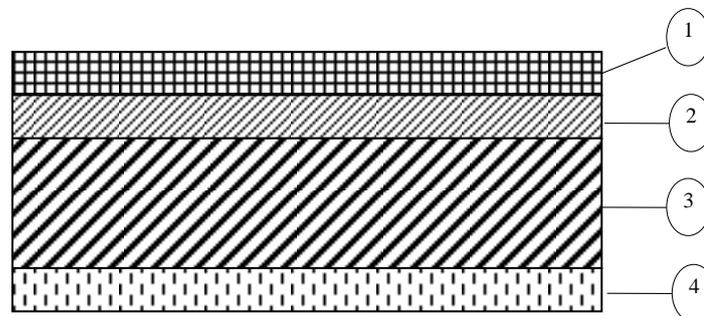


Figure II.11: les couches de palier.

Tableau II.8: Charge du palier

Elément	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN /m ²)
1-Carrelage	2	22	0.02×22=0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.02×20=0.4
3-Couche de sable	2	18	0.02x18=0.36
4-Poids propre de palier	15	25	0.15×25= 3.75
5-Enduite de ciment	2	18	0.02×18=0.36
Totale			G = 5,31KN/m²

b) Paillasse

Tableau II.9: Charge du Paillasse

Elément	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanent (KN/m ²)
1-Poids propre de paillasse	15	25	0.15×25/cosα=4.31
2-Carrelage	2	22	0.02×22=0.44
3-Mortier de pose	2	20	0.02×20=0.4
4-Couche de sable	2	18	0.02×18=0.36
5-Poids propre de marche	8.5	25	0.085×30=2.55
6-Enduit ciment	2	18	0.02× 18 = 0.36
Totale			G = 8,42KN/m²

II.3.2.Charges d’exploitation

Les charges d’exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l’usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d’occupation.

Tableau II.10 : Les charges d'exploitations

Elément	Charges d'exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse	1,0
Plancher courant	1,5
Escalier	2,5
balcon	3,5

II.3.2.1.Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

- Sous toit ou terrasse Q₀
- Sous dernier étage Q₀+Q₁
- Sous étage immédiatement inférieure :
 - * (étage 2) Q₀+0.95 (Q₁+Q₂)
 - * (étage 3) Q₀+0.90 (Q₁+Q₂+Q₃)
 - * (étage 4) Q₀+0.85 (Q₁+Q₂+ Q₃+ Q₄)
 - * (étage n) Q₀+ $\frac{3+n}{2n}$ (Q₁+Q₂+ Q₃+...+Q_n)
- Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5

Tableau II.11: Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	∑ des charges d'exploitations	∑ des charges d'exploitations (KN/m ²)
Terrasse	Q ₀	∑ ₀₊₃ =Q ₀	1
P4	Q ₁	∑ ₁ =Q ₀ +Q ₁	2,50
P3	Q ₂	∑ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
P2	Q ₃	∑ ₃ =Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
P1	Q ₄	∑ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,10
R.D.C	Q ₅	∑ ₅ =Q ₀ +0,80(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,00

II.3.2.2. Pré dimensionnement des poteaux

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{C28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) .
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\lambda \phi (= \alpha)$).

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

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

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)Situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)Situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau ($B_r = (a - 2)(b - 2)$)cm² .

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

➤ **Exemple de calcul**

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $h_0 = 4,53$ m.

➤ **Poteau le plus sollicité**

On fixe notre choix au poteau axes (B, 2) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

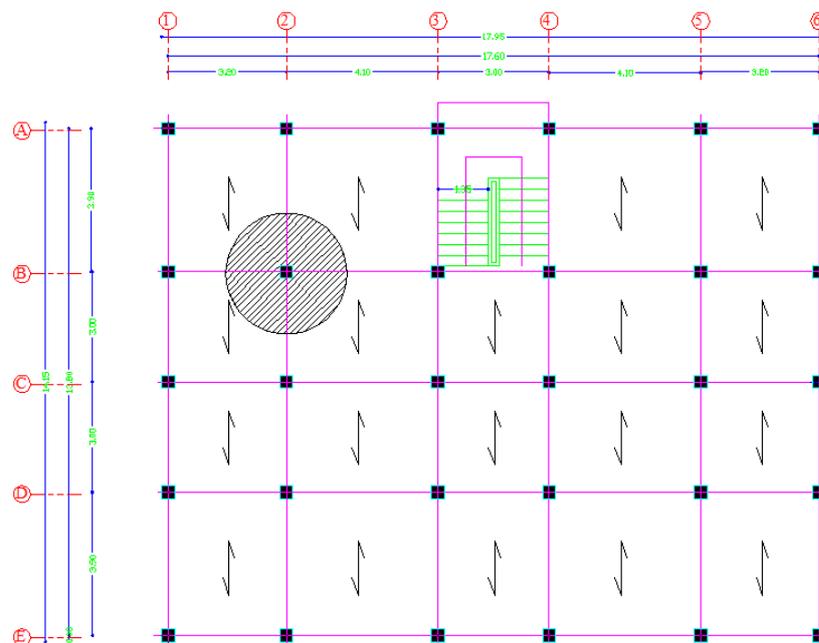
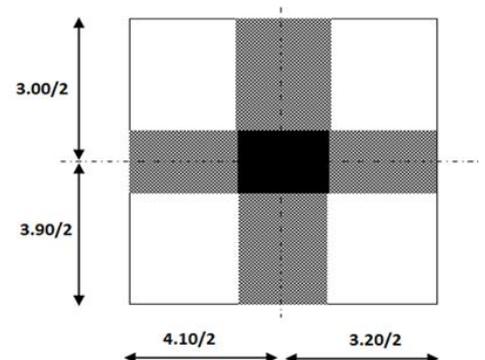


Figure II.12: Le poteau le plus sollicité.

➤ **Surface reprise par poteau à chaque étage**

Soit S La surface supportée par poteau axes (B,2) :

$$S = (4,10/2 + 3,20/2) + (3,00/2 + 3,90/2) = 12,59\text{m}^2$$



➤ Effort normal ultime due à chaque niveau**a) Les efforts de compression due aux charges permanentes NG****a.1) Poids propre des plancher terrasse**

$$G_{\text{terrasse}} \times S = (6,48) \times 12,59 = 81,58 \text{ KN.}$$

a.2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

$$G_{\text{RDC, E courants}} \times S = (5,66) \times 12,59 = 71,26 \text{ KN.}$$

a.3) Poids propre des poutres principales

$$G_{p,p} = \gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times (4,10/2 + 3,20/2) = 10,95 \text{ KN.}$$

a.4) Poids propre des poutres secondaires

$$G_{p,s} = \gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (3,90/2 + 3,00/2) = 9,05 \text{ KN.}$$

a.5) Poids propre totale

$$G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n + (G_{p,\text{principale}} + G_{p,\text{secondaire}}) \times n.$$

Avec : n c'est le nombre de planchers d'étages courants; n=5.

$$G_{\text{total}} = 81,58 + 71,26 \times 5 + (10,95 + 9,05) \times 5 = 537,88 \text{ KN.}$$

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation

$$Q_{\text{total}} = Q \times S = 7,00 \times 12,59$$

$$Q_{\text{total}} = 88,13 \text{ KN.}$$

c) Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 537,88 = 591,67 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 88,13 = 96,94 \text{ KN}$$

$$N_U = (1,35 \times 591,67) + (1,5 \times 96,94) = 944,16 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de la section du poteau (a × b)**

- Détermination de (a):

- Vérification de flambement:

Donc : $L_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4,53 \Rightarrow L_f = 3,17m.$

$B = b.a$

$I = \frac{b.a^3}{12}$

$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$

$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{297,5}{(0,289 \times a)} \leq 50. \Rightarrow \left(a \geq \frac{317}{0,289 \times 50} = 21,93 \right)$

On prend: **a = 40cm**

$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{317}{(0,289 \times 40)} = 27,42 < 50$

$\lambda = 27,42 < 50$ Condition vérifiée.

-Détermination de (b):

Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime Nu doit être :

$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{e28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

$Br = (40 - 2) \times (b - 2) = 38 \times (b - 2)cm^2$

Selon le « Le RPA 99 version 2003 » $A_s = 0,8\% Br$Zone IIa

$A_s = 0,8\% [38(b-2)] = 0,304(b-2) cm^2$

$\lambda = 27,42 \leq 50$

$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{27,42}{35} \right)^2 \right]}$

$\alpha = 0,76$

$$N_u \leq 0,76 \left[\frac{38(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,304(b-2).400}{1,15.10} \right]$$

$$b \geq 17.35 \text{ cm}$$

Donc, on prend : **b = 40cm**

-Dimensions minimaux requis par le “ RPA99 version 2003 ” [2]:

D’après l’article 7 .4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} = \frac{453}{20} = 22,65\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec : h_e: Hauteur d’étage.

Donc, On adopte pour des poteaux de RDC une section carrée (a=b) = (**40 x 40**) **cm²**

Tableau II.12: récapitulatif des sections des poteaux par types.

étages	RDC ,1 ^{er}	2 ^{eme} ,3 ^{eme}	4 ^{eme} ,5 ^{eme}
Section (a x b) cm ²	(40 x40)	(35 x35)	(30 x30)



CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

III.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons.....) ou en béton (acrotère, escaliers....).

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **BAEL91** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**).

III.2.Acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante:

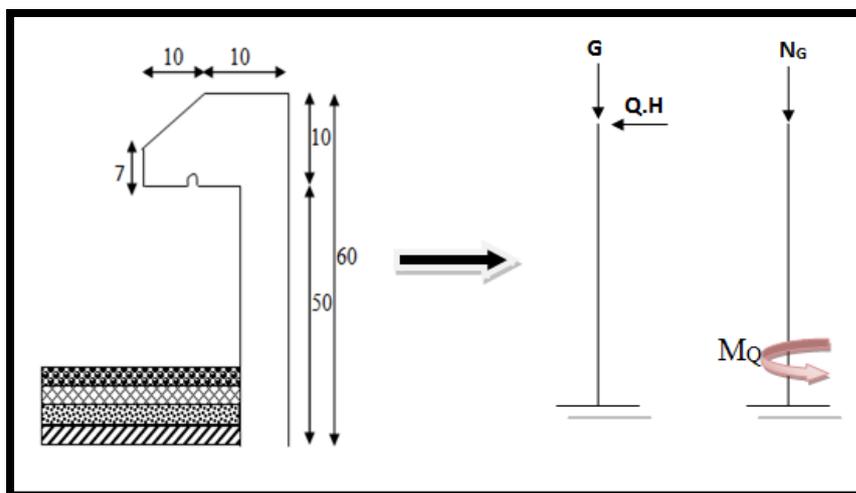


Figure. III 1. Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique

III.2.1.Calcul les sollicitations

- **Poids propre :**

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

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

- **Effort normal :**

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

- **Moment de flexion :**

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

- **Effort tranchant :**

$$V = N_Q = 1 \text{ KN}$$

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

$$V_{ser} = V = 1 \text{ KN}$$

Enrobage:

Vu que la fissuration préjudiciable, on prend : $C = C' = 2 \text{ cm}$

L'excentricité:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m} \text{ et } \frac{e_p}{2} = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 < 0,39 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.2.2.Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2,31 \times (0,39 + 0,05 - 0,02) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$((d - c')N_u - M_u) \leq (0,337.h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$((d - c')N_u - M_u) = (0,09 - 0,02)2,31 - 0,97 = -0,81 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow 0,81 \text{ KN.m} < 24,80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire
 $b.h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

III.2.3.Calcul du ferrailage (E. L. U. R)

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,084$$

III.2.3.1.Vérification de l'existence des armatures comprimés A'

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

- On calcul:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{array} \right.$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

III.2.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

- **Les armatures principales :**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{(e - 0,45 d)}{(e - 0,185 d)} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} ; d = 0,9h_t = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $4\phi 8 \text{ p.m} \Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_t = 25 \text{ cm}$

- **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4\phi 8$

III.2.4. Vérification des contraintes (E. L. S)

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,71 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,1}{2} \right) = 0,65 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,59)^3}{3} + 15 \times 1,130 \times (9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,69 \text{ cm}^4$$

III.2.4.1.Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.4.2.Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650}{1064,68} (9 - 1,59) = 67,86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 67,86 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.2.4.3.Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

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

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.4.4.Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4.C_p.A.W_p$$

Les coefficients A, C_p et W_p sont obtenus par le RPA99v2003 tableau (6-1)

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 171 \text{ KN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5.Q.A \Rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 1,71 \times 0,8 = 0,820 \text{ KN}$

$F_p = 0,820 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

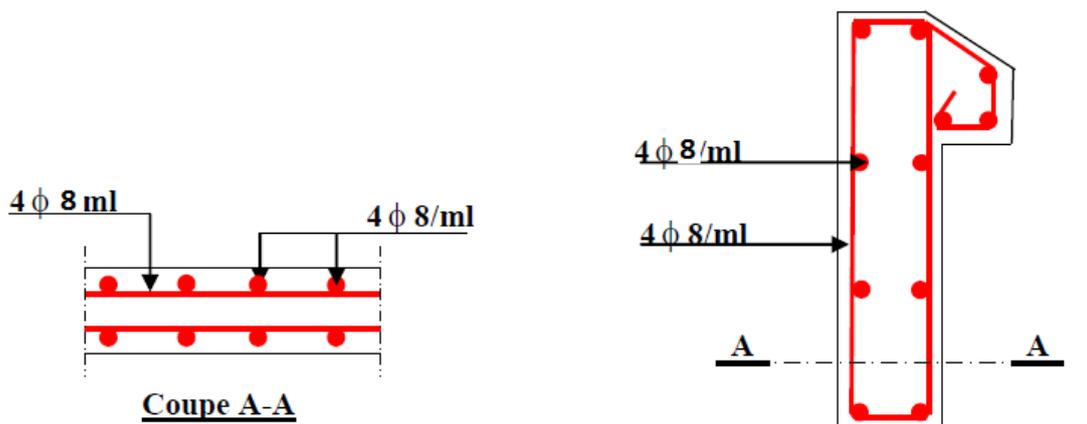


Figure III.2: Schéma du ferrailage l'acrotère

III.3.Balcon.

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation, il est constitué de dalle pleine encrée dans les poutres longitudinales, sous l'effet d'une sollicitation du 1ère genre en travaillant à la flexion simple.

III.3.1.Premier types : Dalle pleines sur 3 appuis (balcon)

$L_x = 1.33 \text{ m} ; L_y = 3.80 \text{ m}$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,33}{3,80} = 0,35$$

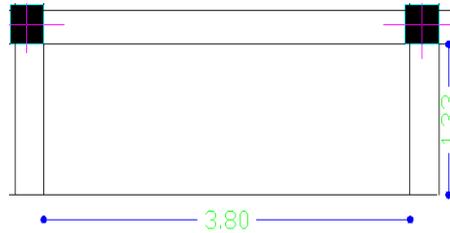


Figure. III.3 : Balcon appuyé sur trois côtés.

$0.35 < 0.4 \rightarrow$ Donc la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant lx).

• Charge et surcharge

$$G = 4,95 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

III.3.1.1. Combinaison des charges :

▪ E.L.U:

$$Q_{ult} = 1,35G + 1,5Q = 11,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge par ml : } Q_{ult} = 11,93 \times 1 = 11,93 \text{ KN/ml}$$

▪ E.L.S :

$$Q_{ser} = G + Q = 4,95 + 3,5 = 8,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge par ml : } Q_{ser} = 8,45 \times 1 = 8,45 \text{ KN/ml}$$

▪ Charge concentrée due au mur extérieur:

Poids propre du mur en brique perforée:

$$P = \gamma \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,10 \times 1,10 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,93 \text{ KN}$$

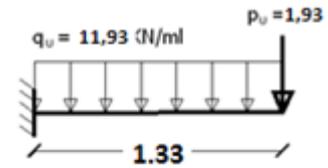
$$P_{ser} = 1,43 \text{ KN}$$

III.3.1.2. Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant

- **E.L.U**

$$T_{\max} = 11,80 \text{ KN}$$

$$M_a = 13,04 \text{ KN}$$



- **E.L.S**

$$T_{\max} = 12,66 \text{ KN}$$

$$M_a = 9,32 \text{ KN.m}$$



III.3.1.3. Calcul du Ferrailage

La section a calculé (100x15) ; d'où : $d = 0,9 h$,

On prend $d = 13,5\text{cm}$

À L'E.L.U : $M = 13,04 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13,04 \times 10^6}{14,17 \times 100 \times 135^2} = 0,050$$

$$\mu = 0,050 < \mu l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times (0,050))}}{2} = 0,974$$

$$A_s = \frac{Mt}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13,04 \times 10^6}{348 \times 0,974 \times 135} = 2,84 \text{ cm}^2$$

III.3.1.4. Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 2,84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,39 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

Donc on adopte : 5T12/ml ($S = 5,65 \text{ cm}^2$)

▪ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{11,80 \times 10^3}{100 \times 13,5 \times 10^2} = 0,087 \text{ Mpa}$$

Pour une fissuration préjudiciable, on a :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,087 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.1.4.1. La vérification des contraintes à l'E.L.S

a- Détermination de la position de l'axe neutre

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0 ; As = 3,14\text{cm}^2$$

$$50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = 3,12\text{cm}$$

b- Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(3,12)^3}{3} + 15 \times 3,14(13,5 - 3,12)^2$$

$$I = 6087,13\text{cm}^4$$

c- Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{9,32 \times 10^3}{6087,13} \times 3,12 = 4,77 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,77 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

d- Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm; \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ Mpa}$$

Donc on doit augmenter la section d'armature tendue pour diminuer la contrainte de traction dans l'acier tendu, pour cela on adopte 5T12 (S = 5,65cm²)

Après le recalcul on aura :

$$y = 3,36 \text{ cm}$$

$$I = 9978,39 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,83 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{9,32 \times 10^3}{9978,39} (13,5 - 3,36) = 142,064 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 142,064 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures de répartitions**

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

On adopte : A_r **4Ø10/ml** (S=3,14cm²)

III.3.1.4.2. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

a- Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 5,65 \times 13,5}{100 \times 15 + 5,65 \times 15} = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,82 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 = h - Y_1 = 7,18 \text{ cm}$$

b- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,82)^3}{3} + \frac{100 \times (7,18)^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (13,5 - 7,82)^2 = 31012,83 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,33)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 31012,83} \left[\frac{8,45 \times 10^3 \times 133}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,033 \text{ cm} \Rightarrow F = 0,033 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 133/250 = 0,532 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,033 \text{ cm} < F_{adm} = 0,532 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée.}$$

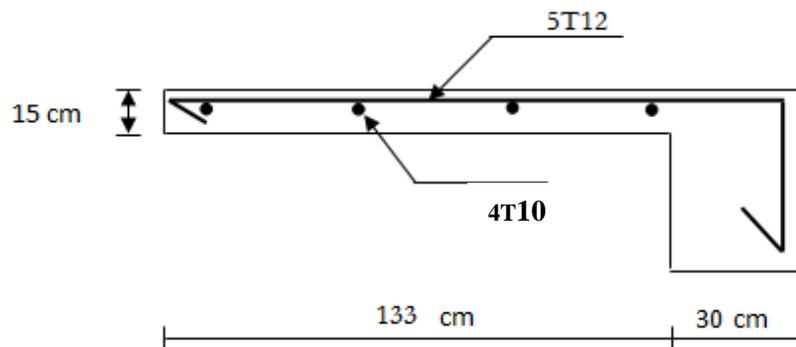


Figure III. 4: ferrailage du balcon type 01.

III.3.2. deuxième types : Dalle pleines sur 2 appuis (balcon)

Le calcul ce fait pour une bande de 1 m :

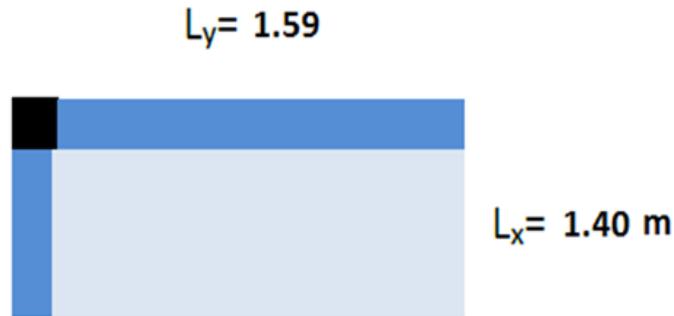


Figure. III 5: Balcon appuyé sur deux côtés.

$L_x=1,40 \text{ m}$; $L_y=1,59\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{1,59} = 0,88$$

$0,88 > 0,4 \rightarrow$ Donc la travaille dans les deux sens .

III.3.2.1. Combinaison des charges

- **Charge concentrée due au mur extérieur**

Poids propre du mur en brique perforée:

$$P = \delta \times b \times h \times l = 13 \times 0,1 \times 1,2 \times 1 \text{ m} = 1,56 \text{ KN}.$$

$$P_U = 1,35P = 2,11 \text{ KN}.$$

$$P_S = 1,56 \text{ KN}$$

- **ELU**

$$G_1 = 4,95 \text{ KN} / \text{m}^2; G_2 = 1,56 \text{ KN}; Q = 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = 1,35(G_1 + G_2) + 1,5Q = 1,35 \times (4,95 + 1,56) + 1,5 \times 3,5 = 14,03 \text{ KN} / \text{ml}$$

- **ELS**

$$q_s = G + Q = (4,95 + 1,56) + 3,5 = 10,01 \text{ KN} / \text{ml}$$

D'après la pàque (Méthode BAEL) :

1) ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 1,31 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y q_u l_y^2 = 0,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En travée :** $Max \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 1,11 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0,82 \text{ KN.m} \end{cases}$ $M_t = 1,11 \text{ KN.m}$
- **En appui :** $Max \begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0,65 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0,48 \text{ KN.m} \end{cases}$ $M_a = 0,65 \text{ KN.m}$

III.3.2.2. Calcul le ferrailage

➤ **En Travée**

* **Sense L_x**

1-Pour le calcul on prend une bande de 1m :

$b = 100\text{cm} ; h = 15\text{cm} ; d = 13,5\text{cm} ; \sigma_b = 14,17\text{Mpa} ; M_{tx} = 1,11 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1,11 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 135^2} = 0,004 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,004)}}{2} = 0,996$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,11 \times 10^6}{348 \times 0,996 \times 135} = 0,24 \text{ cm}^2 .$$

2-Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

3-Pourcentage minimal Art B-5.3.1 BAEL91

$$A_{\min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max (A_{\min} ; A ; A'_{\min}) = 3.75 \text{ cm}^2$

on adopte $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

4-Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

*** Sens Ly**

$$M_{ty} = 0,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{0,82 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 135^2} = 0,003 < \mu_1 = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,003)}}{2} = 0,998.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,82 \times 10^6}{348 \times 0,998 \times 135} = 0,17 \text{ cm}^2$$

1-Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

2-Pourcentage minimal

$$A'_{\min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max (A_{\min} ; A ; A'_{\min}) = 3,75 \text{ cm}^2$

On adopte $4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

3-Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

➤ En appui

$$M_a = 0,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,65 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 135^2} = 0,002 < \mu_1 = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,002)}}{2} = 0,998$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,65 \times 10^6}{348 \times 0,998 \times 135} = 0,13 \text{ cm}^2$$

1-Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \quad A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

0,13 cm² ≤ 1.63 cm²C.N.V

2-Pourcentage minimal Art B-5.3.1 BAEL91

$$A'_{\min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max (A_{\min} ; A ; A'_{\min}) = 3,75 \text{ cm}^2$

On adopte 4T12 = 4,52 cm².

3-Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

on adopte 2T10 = 1,57 cm².

4-Espacement Art A-8.2.42 BAEL91

* **Sens L_x**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (45\text{cm} ; 33\text{cm}) \quad e \leq 33\text{cm}$$

On prend : e = 20cm

* **Sens L_y**

$$e \leq \min(4h;45\text{cm}) = \min(40 \text{ cm};45\text{cm}) \quad e \leq 40\text{cm}$$

On adopte e = 20cm.

III.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 14,03 \frac{1,40}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,88}{2}} = 6,82 \text{ KN}$$

$$V_y = 14,03 \frac{1,40}{3} = 6,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{6,82 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0,050 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Art A-5.1.1}$$

Puisque les armatures ne sont pas aux intempéries, la fissuration est peu nuisible Art A.5.1, 211 BAEL91

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,050 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} \ 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

1-Armatures transversales B.6.7, 2 BAEL91

$$\tau_u = 0.050 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

III.3.2.4. Vérification à l'état limite de service E.L.S

D'après la pàque (Méthode BAEL)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 1,07 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y q_u l_y^2 = 0,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En travée** Max $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0,91 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.75 \text{ KN.m} \end{cases}$ $M_t = 0,91 \text{ KN.m}$
- **En appui** Max $\begin{cases} M_x = 0.5 \times M_x = 0,53 \text{ kN.m} \\ M_y = 0.5 \times M_y = 0.44 \text{ KN.m} \end{cases}$ $M_a = 0,53 \text{ KN.m.}$

1-Vérification des contraintes

➤ En appui

Tableau III.1 : Vérification des contraintes en appui.

Moment service	M_{ser}	0,53 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.52}{100} = 0,678 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0.678 \times 13,5 = 18,31 \text{ cm}^2$ $Y = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 18,31} = 3,65 \text{ cm}$	3,65 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	8199,03 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,06 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	0,22 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	8,86 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0,22 < 15Mpa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	8,86 < 400 Mpa

➤ En travée

Tableau III.2: Vérification des contraintes en travée.

Moment service	M_{ser}	0,91KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.52}{100} = 0.678 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0.678 \times 13,5 = 18,31 \text{ cm}^2$ $Y = -0.66 + \sqrt{0.678^2 + 18,31} = 3,65 \text{ cm}$	3,65 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	8199,03cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0.11 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	0.40 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	16,25Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0,40 < 15Mpa vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	16,25 < 400 Mpa

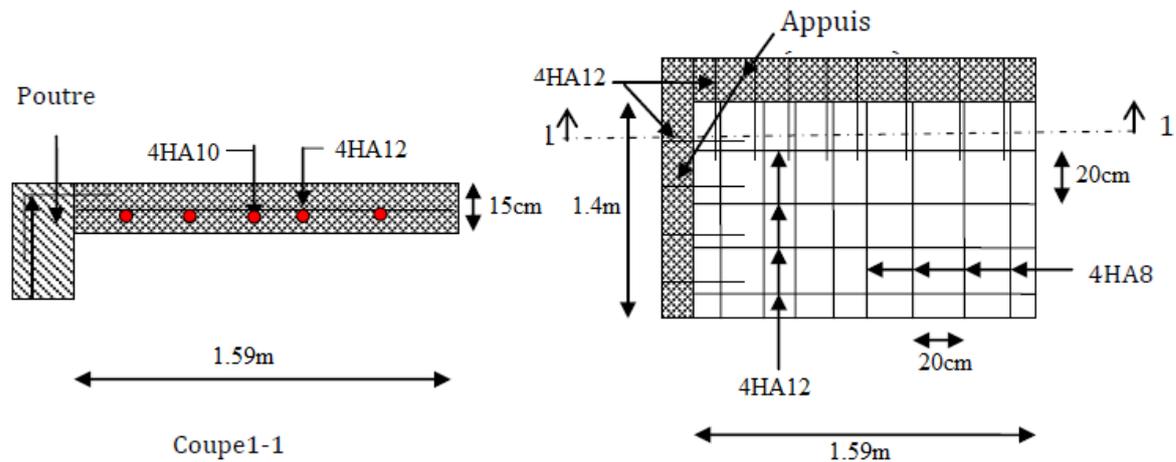


Figure III.6 : Ferrailage de balcon Type 02.

III.4. Calcul de l'escalier :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- - La méthode des charges équivalentes.
- - La méthode R.D.M.

Dans notre structure on a 02 types d'escalier et il est fait en béton armé.

Etude de l'escalier

Ce type d'escalier est composé de :

- Paliers d'épaisseur 15cm.
- Volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

III.4.1. Evaluation des charges

Paillasse : $G=8,42 \times 1\text{ml}=8,42 \text{ KN/ml}$

$Q=2,5 \times 1\text{ml}=2,5\text{KN/ml}$

Palier : $G=5,31 \times 1\text{ml}=5,31 \text{ KN/ml}$

$Q=2,5 \times 1\text{ml}=2,5\text{KN/ml}$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

III.4.2. Combinaisons de charge

Tableau III.3: Combinaison des charges

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.L.U(KN/m ²) 1,35G + 1,5Q	E.L.S(KN/m ²) G + Q
Paillasse	8,42	2,50	15,12	10,92
palier	5,31	2,50	10,92	7,81

III.4.3. Détermination des sollicitations :

Pour la méthode de RDM:

III.4.3.1. L'escalier de RDC

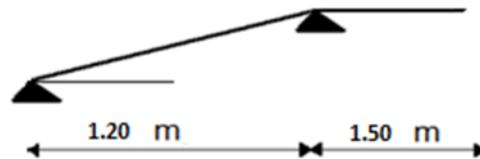


Figure III.7: Schéma de volée de l'escalier RDC.

a) Détermination des efforts internes à l'ELU

Le Schéma statique de notre escalier est donné par la figure ci-dessous:

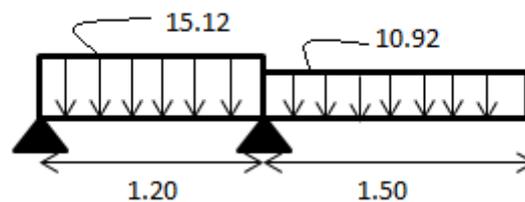


Figure III.8: Schéma statique d'escalier ELU

$$\sum F/y = 0 = R_{A/Y} + R_{B/Y} = 34,52 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 1,2R_{B/Y} - 15,12 \times 1,2 \times 1,2/2 - 10,92 \times 1,5 \times (1,5/2 + 1,2) = 0$$

$$R_{B/Y} = 35,68 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M_B = -1,2 R_{A/Y} + 15,12 \times 1,2 \times 0,6 + 10,92 \times 1,5 \times 0,75 = 0$$

$$R_{A/Y} = -1,16 \text{ KN/ml}$$

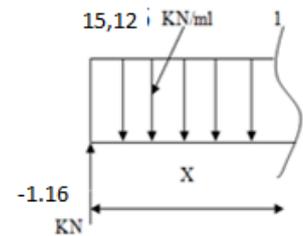
Section (1-1) : $0 \leq x \leq 1,20$

$$-T - 1,16 - 15,12 x = 0$$

$$T = -1,16 - 15,12 x : \begin{cases} T(x = 0) = -1,16 \text{ KN} \\ T(x = 1,20) = -19,30 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M + 1,16X + 15,12 \times \frac{X^2}{2} = 0$$

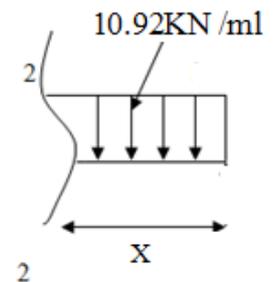
$$M = -1,16X - 15,12 \times \frac{X^2}{2} \quad \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1,20) = -12,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Section (2-2) : $0 \leq x \leq 1,50$

$$T = 10,92 (x) \quad \begin{cases} T(x = 0) = 0 \text{ kn} \\ T(x = 1,5) = 16,38 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M = -10,92 \times \frac{(x)^2}{2} \quad \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ kn.m} \\ M(x = 1,50) = -12,28 \text{ kn.m} \end{cases}$$



$$M_{\max} = -12,28 \text{ KN.m}$$

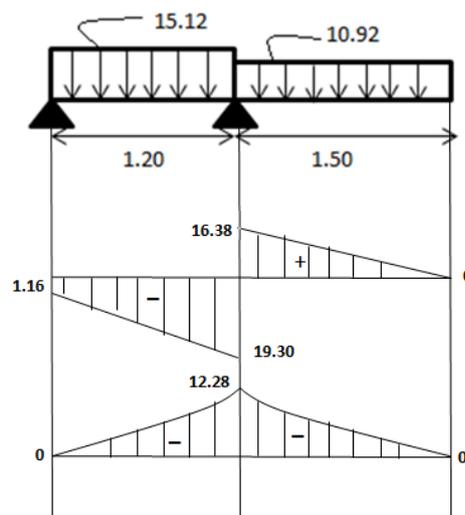


Figure III.9: diagrammes des efforts internes à l'ELU.

$$\text{Moment en appui : } 0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 12,28 = 3,68 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée : } 0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 12,28 = 10,43 \text{ KN.m.}$$

$$T_{\max} = 16,38 \text{ KN.}$$

b) Détermination des efforts internes à l'ELS

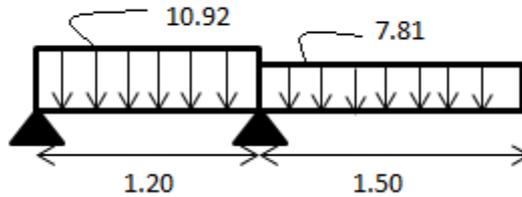


Figure III.10: Schéma statique d'escalier ELS.

$$\sum F/y = 0 = RA/Y + RB/Y = 24,82 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = 1,2 RB/Y - 10,92 \times 1,2 \times 1,2/2 - 7.81 \times 1.5 \times (1.5/2 + 1,2) = 0$$

$$RB/Y = 25,58 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M/B = -1,2 RA/Y - 7.81 \times 1.5 \times (1.5/2) + 10.92 \times 1,2 \times (1,2/2) = 0$$

$$RA/Y = -0,76 \text{ KN / ml}$$

• Section (1-1) : $0 \leq x \leq 1,2$

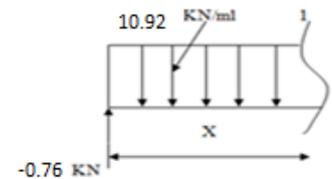
$$T - 0,76 + 10,92x = 0$$

$$T - 0,76 + 10,92 x = 0$$

$$T = -0,76 - 10,92 x : \begin{cases} T(x = 0) = -0,76 \text{ KN} \\ T(x = 1,20) = -10,86 \text{ KN} \end{cases}$$

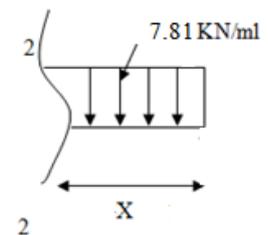
$$M - 0,76X + 10,92 \times \frac{X^2}{2} = 0$$

$$M = -0,76X - 1092 \times X^2/2 \quad \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN} \\ M(x = 2.10) = -8,78 \text{ KN} \end{cases}$$



• Section (2-2) : $0 \leq x \leq 1.50$

$$T = 7.81 (x) \quad \begin{cases} T(x = 0) = 0 \text{ kn} \\ T(x = 1.50) = 11,71 \text{ kn} \end{cases}$$



$$M = -7.81 \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ kn.m} \\ M(x = 1.50) = -8,78 \text{ kn.m} \end{cases}$$

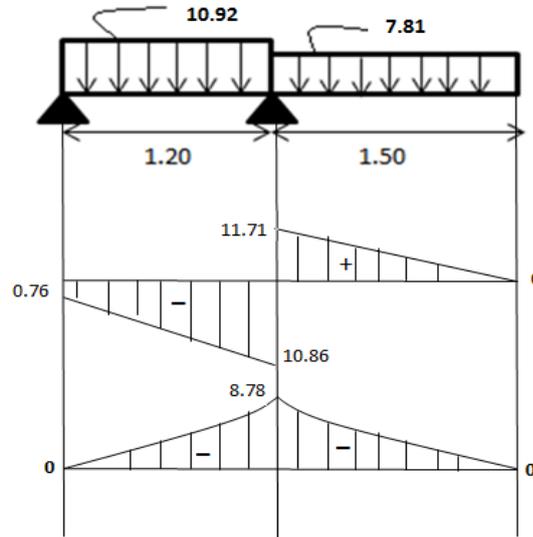


Figure III.11 : diagrammes des efforts internes à l'ELS.

Moment en appui : $0.3 \times M_{\max} = 0.3 \times 8,78 = 2,63 \text{ KN.m}$.

Moment en travée : $0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 8,78 = 7,46 \text{ KN.m}$.

T max = 11,71 KN.

III.4.3.1.1. Ferrailage d'escalier à ELUR

Calcul des armatures longitudinales

➤ sur travée :

$M_t = 10,43 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10,43 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 135^2} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times (0,040))}}{2} = 0,97$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{10,43 \times 10^6}{348 \times 135 \times 0,97} = 2,28 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 135 \frac{2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max (A_{min}, A) = 2,28 \text{ cm}^2$

$A = 2,28 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

On adopte : **6 T12 = 6,79 cm²**

L'espacement : (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$e \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = \min (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$S_t = 100/6 = 16,67 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

On adapte $S_t = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T10 = 4,71 cm²**

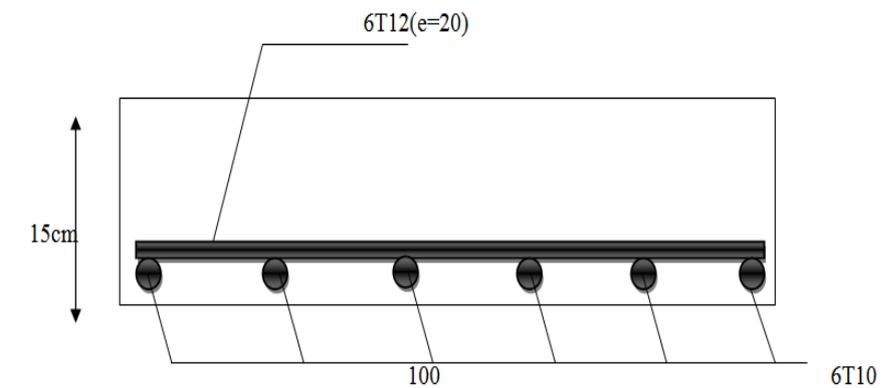


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier en travée

➤ **sur appuis**

$Ma = 3,68 \text{ KN m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3,68 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 135^2} = 0,014$$

$\mu = 0,014 < \mu l = 0,392, \quad A' = 0$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times (0,014))}}{2} = 0,99$$

$$As = \frac{Ma}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{3,68 \times 10^6}{348 \times 135 \times 0,99} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 135 \frac{2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$Aa = 0,79 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$

On prend : $Aa = \max (A_{min}, A) = 1,6 \text{ cm}^2$

On adopte : $Aa = \mathbf{6T10 = 4,71 \text{ cm}^2}$.

L'espacement (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$e \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_t = 100/6 = 16,67 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

On adapte: $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

Armature de répartition

$$Ar = \frac{As}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

On adopte : $\mathbf{6T8 = 3,02 \text{ cm}^2}$

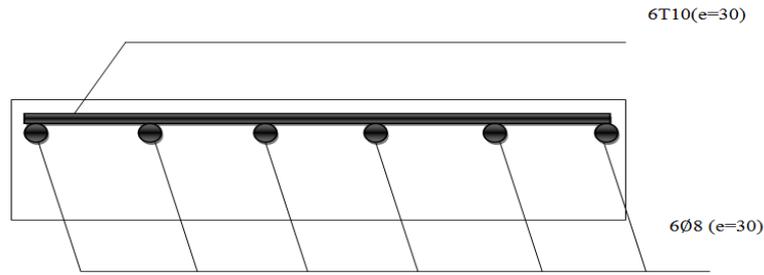


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'escalier en appuis

Vérification de la Contrainte de cisaillement

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

$$Vu_{max} = 16,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \tau_u = \frac{16,38 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0,121 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible : (Art A-5.1.211 BAEL 91)

$$\gamma b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma b}, 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u \leq \min (0.2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,121 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

Vérification de la contraint de compression

$$\tau_u = 0,121 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$Vu \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec $a = \min \{ \lambda, 0.9 \times d \}$

$$\lambda = b - 2 \times c = 10^3 - 2 \times 20 = 960 \text{ mm}$$

$$a = \min \{ 960, 121.5 \} = 121,5 \text{ mm}$$

$$V_u = 27.58 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 121.5 = 810 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification les armatures longitudinale

$$A_s \geq \frac{V_v + \frac{M_{umax}}{0.9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{16.08 \times 10^3 + \frac{3.68 \times 10^6}{0.9 \times 135}}{\frac{400}{1.15}} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Tableau III.4 : Ferrailage d'escalier RDC.

Armature longitudinale cm^2				Armature de répartition cm^2			
Ferrailage calculé		Ferrailage adopté		Ferrailage calculé		Ferrailage adopté	
Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
2,28	1,6	6T12	6T10	1,69	1,18	6T10	6T8

III.4.3.1.2. Vérification à ELS

➤ **En travée:**

Moment service	M_t	7,46 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6.79}{100} = 1.018 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 1.018 \times 13.5 = 27.48 \text{ cm}^2$ $Y = -1.018 + \sqrt{1.018^2 + 27.48} = 4.32 \text{ cm}$	4,323 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	11270,52 cm^4
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,066 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	2,85 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	123,57 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2,85 < 15 Mpa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	123,57 < 400 Mpa

➤ En appui

Moment service	M_a	2,63KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,44}{100} = 0,966\text{cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,678 \times 13,5 = 26,08\text{cm}^2$ $Y = -0,966 + \sqrt{0,966^2 + 26,08} = 4,231\text{cm}^2$	4,231cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	10824,01cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,242 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	1,023 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	16,25Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	1,023 < 15Mpa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	33,64 < 400 Mpa

FERRAILLAGE VOLEE 1

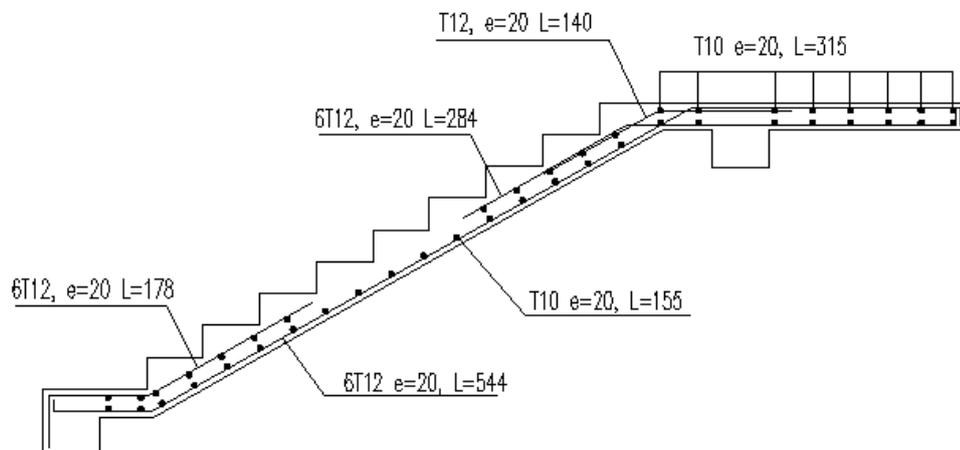


Figure III.14 : ferrailage d'escalier volée 01

III.4.3.2.L'escalier de 1^{er} étage

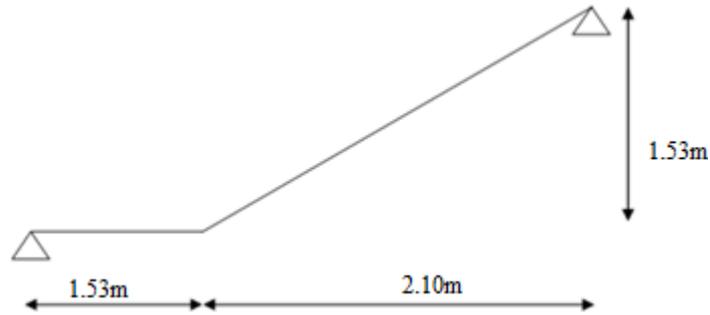


Figure III.15 : Schéma de volée de l'escalier 1^{er} étage.

a) Détermination des efforts internes à l'ELU

Le Schéma statique de notre escalier est donné par la figure ci-dessous:

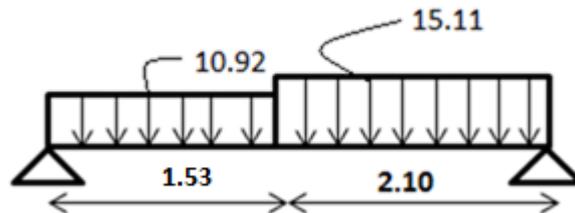


Figure III.16: Schéma statique d'escalier ELU

$$\sum F/y = 0 = R_{A/Y} + R_{B/Y} = 48,44 \text{kn}$$

$$\sum M/A = 3.63 R_{B/Y} - 10,92 \times 1,53 \times 1,53/2 - 15,11 \times 2,10 \times (2,10/2 + 1,53) = 0$$

$$R_{B/Y} = 26,08 \text{KN} / \text{ml}$$

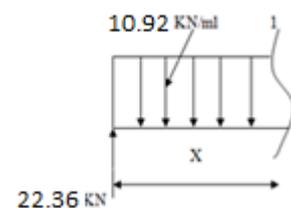
$$\sum M/B = -3.63 R_{A/Y} + 15,11 \times 2,10 (2,10/2) + 10,92 \times 1,53 \times (1,53/2 + 2,10) = 0$$

$$R_{A/Y} = 22,36 \text{KN} / \text{ml}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 1,53$

$$T - 22,36 + 10,92x = 0$$

$$T = 22,36 - 10,92 x : \begin{cases} T(x = 0) = 22,36 \text{KN} \\ T(x = 1,53) = 5,65 \text{KN} \end{cases}$$



$$M - 22,36X + 10,92 \times \frac{X^2}{2} = 0$$

$$M = 22,36X - 10,92 \times \frac{X^2}{2} \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{KN.m} \\ M(x = 1,53) = 21,45 \text{KN.m} \end{cases}$$

Section (2-2) : $0 \leq x \leq 2,10$

$$T = -26,08 + 15,11(x) \begin{cases} T(x = 0) = -26,08 \text{ kn} \\ T(x = 2,10) = 5,65 \text{kn} \end{cases}$$

$$M = 26,08(x) - 15,11 \times \frac{(x)^2}{2} \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ kn.m} \\ M(x = 2,10) = 21,45 \text{kn.m} \end{cases}$$

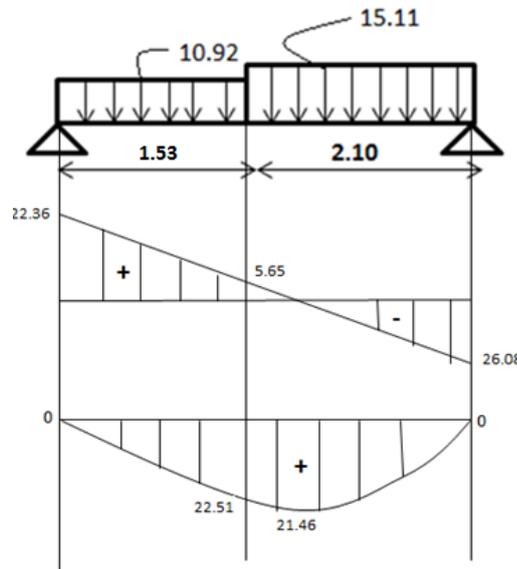
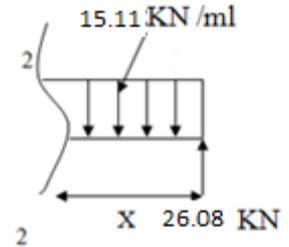


Figure III.17 : diagrammes des efforts internes à l'ELU.

$$M \text{ max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow -26,08 + 15,11X = 0$$

$$x = \frac{26,08}{15,11} = 1,73 \text{ m}$$

$$M \text{ max} = M(x=1,73\text{m}) = 22,51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui} : 0,3 \times M_{\text{max}} = 0,3 \times 22,51 = 6,75 \text{KN.m.}$$

$$\text{Moment en travée} : 0,85 \times M_{\text{max}} = 0,85 \times 22,51 = 19,13 \text{ KN.m.}$$

$$T \text{ max} = 26,08 \text{ KN}$$

b) Détermination des efforts internes à l'ELS

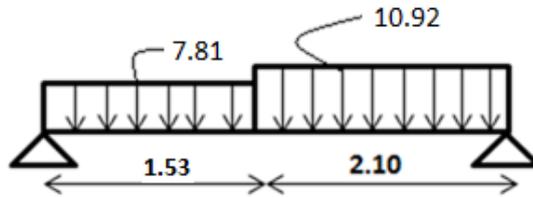


Figure III.18: Schéma statique d'escalier ELS

$$\sum F/y = 0 = R_{A/Y} + R_{B/Y} = 34,88\text{kn}$$

$$\sum M/A = 3.63 R_{B/Y} - 7,81 \times 1,53 \times 1,53/2 - 10,92 \times 2,10 \times (2,10/2 + 1,53) = 0$$

$$R_{B/Y} = 18,82\text{KN / ml}$$

$$\sum M/B = -3.63 R_{A/Y} + 7,81 \times 1,53 \times (1,53/2 + 2,10) + 10,92 \times 2,10 \times (2,10/2) = 0$$

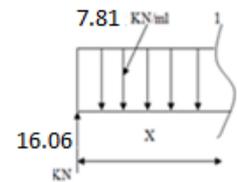
$$R_{A/Y} = 16,06\text{KN /ml}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 1,53$

$$T - 16,06 + 7,81x = 0$$

$$T = 16,06 - 7,81 x : \begin{cases} T(x = 0) = 16,06\text{KN} \\ T(x = 1,53) = 4,11\text{KN} \end{cases}$$

$$M - 16,06 x + 7,81 \times \frac{x^2}{2} = 0 \begin{cases} M(x = 0) = 0\text{KN.m} \\ M(x = 1,53) = 15,44\text{KN.m} \end{cases}$$



Section (2-2) : $0 \leq x \leq 2,10$

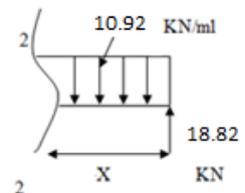
$$T = -18,82 + 10,92 (x) \begin{cases} T(x = 0) = -18,82\text{kn} \\ T(x = 2,10) = 4,11\text{kn} \end{cases}$$

$$M = 18,82 \times (x) - 10,92 \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(x = 0) = 0\text{KN.m} \\ M(x = 2,10) = 15,44\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M \text{ max } \Rightarrow T = 0 \Rightarrow 18,82 - 10,92 x = 0$$

$$x = \frac{18,82}{10,92} = 1,72\text{m}$$

$$M \text{ max } = M(x=1.72\text{m}) = 16,22\text{KN.m}$$



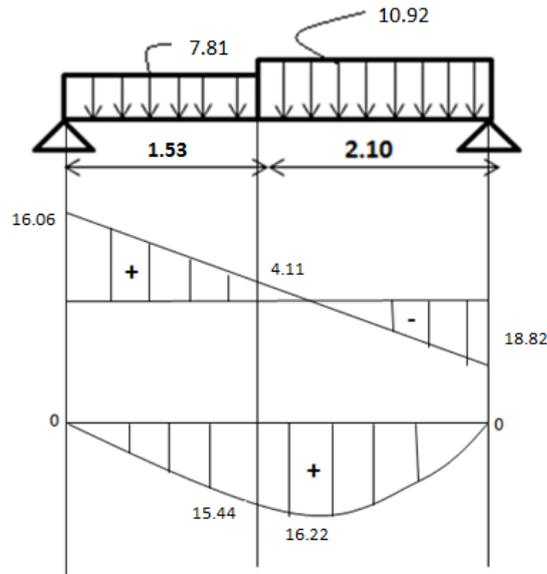


Figure III.19: diagrammes des efforts internes à l'ELS.

Moment en appui : $0.3 \times M_{\max} = 0.3 \times 16,22 = 4.87 \text{ KN.m.}$

Moment en travée : $0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 16,22 = 13,79 \text{ KN.m.}$

T max = 18,82 KN.

III.4.3.2.1. Ferrailage d'escalier à ELUR

Calcul des armatures longitudinales

➤ sur travée :

$M_t = 19,13 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19,13 \times 10^6}{14,17 \times 135^2 \times 10^3} = 0,074$$

$$\mu = 0,074 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{donc } A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,96$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{19,13 \times 10^6}{348 \times 0,96 \times 135} = 4,24 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 135 \frac{2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max (A_{min}, A) = 4.24 \text{ cm}^2$

$A = 4.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2$ *condition vérifiée.*

On adopte : **6 T 12 = 6.79 cm²**

L'espacement (Art A-8.2.42 BAEL 91).

$e \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = \min (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

$S_t = 100/6 = 16.67 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}.....$ *condition vérifiée.*

On adapte : **St = 20cm**

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T10 = 4.71cm²**

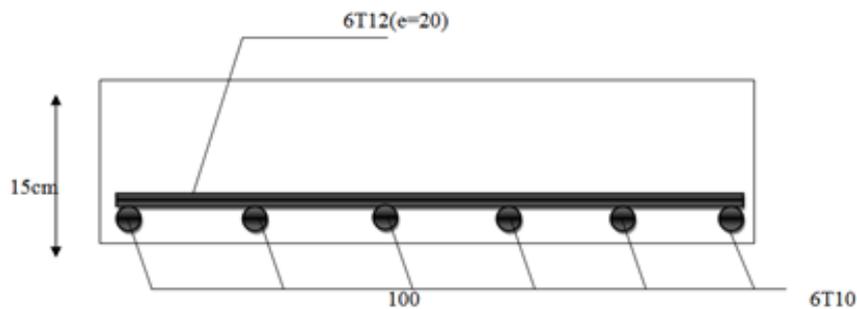


Figure III.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier en travée

➤ **En appuis**

$M_a = 6,75 \text{ KN m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6,75 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 135^2} = 0,026$$

$$\mu = 0.026 < \mu l = 0.392, \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1-2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1-2 \times (0,026))}}{2} = 0,98$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6,75 \times 10^6}{348 \times 135 \times 0,98} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 135 \frac{2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.46 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \textit{condition non vérifiée}$$

On prend : $A_a = \max (A_{min}, A) = 1,6 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_a = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$.

L'espacement (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$$e \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = \min (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

$$S_t = 100/6 = 16.67 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \textit{condition vérifiée.}$$

On adapte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

On adopte : $6T8 = 3,02 \text{ cm}^2$

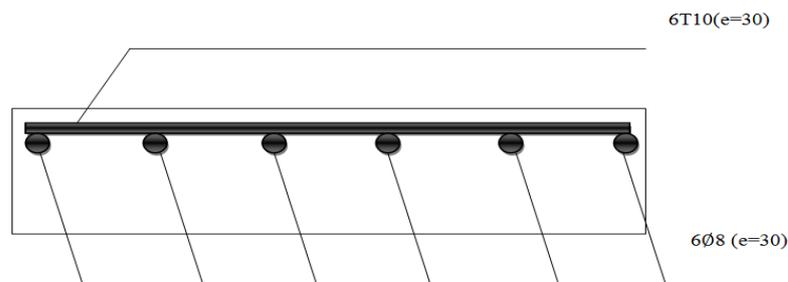


Figure III.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier en appuis

Vérification de la Contrainte de cisaillement

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{26,08 \times 10^3}{135 \times 100} = 0,193 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible : (Art A-5.1.211 BAEL 91)

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,2 \times \frac{25}{1,5}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.193 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

Vérification de la contraint de compression

$$\tau_u = 0.193 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$V_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec $a = \min \{ \lambda, 0.9 \times d \}$

$$\lambda = b - 2 \times c = 10^3 - 2 \times 20 = 960 \text{ mm}$$

$$a = \min \{ 960, 117 \} = 121,5 \text{ mm}$$

$$V_u = 26,08 \text{ KN} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 121,5 = 810 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$$

Vérification les armatures longitudinale

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_{umax}}{0,9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{26,08 \times 10^3 + \frac{19,13 \times 10^6}{0,9 \times 135}}{\frac{400}{1,15}} = 5,27 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > 5.27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$

Tableau III.5 : Ferrailage d'escalier

Armature longitudinale cm^2				Armature de répartition cm^2			
Ferrailage calculé		Ferrailage adopté		Ferrailage calculé		Ferrailage adopté	
Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
4,24	1,46	6T12	6T10	1,69	1,18	6T10	6T8

III.4.3.2.2.Vérification à ELS

➤ **En travée:**

Moment service	M_{ts}	13,79 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,79}{100} = 1,018\text{cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 1,018 \times 13,5 = 27,48\text{cm}^2$ $Y = -1,018 + \sqrt{1,018^2 + 27,48} = 4,323\text{cm}$	4,323 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	11270,52 cm^4
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	1,22Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	5,22Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	167,21 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	1,22 < 15Mpa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	167,21 < 400 Mpa

➤ En appui

Moment service	M_a	2,63KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,44}{100} = 0,966\text{cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,678 \times 13,5 = 26,08\text{cm}^2$ $Y = -0,966 + \sqrt{0,966^2 + 26,08} = 4,231\text{cm}^2$	4,231cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	10824,01cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,242 Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	1,023 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	16,25Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	1,023 < 15Mpa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	33,64 < 400 Mpa

FERRAILLAGE VOLEE 2

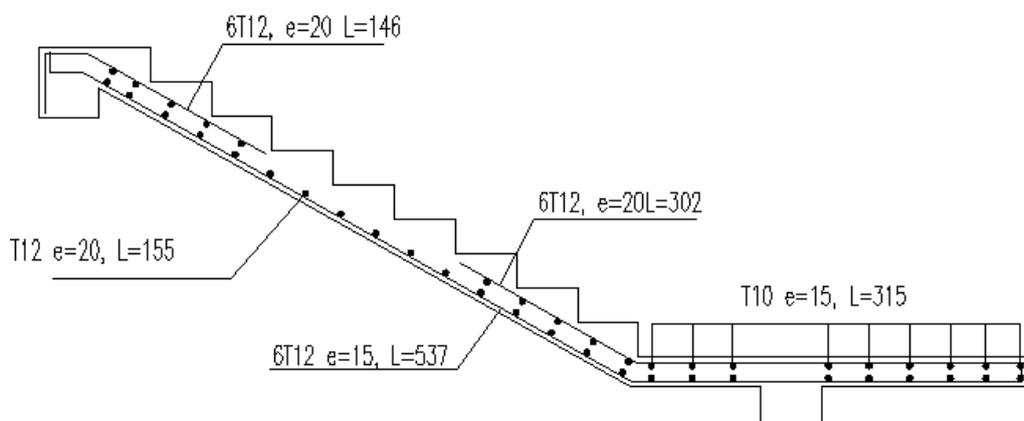


Figure III.22 : ferrailage d'escalier volée 02

III.4.4. Etude de la poutre palière

III.4.4.1 Pré-dimensionnement

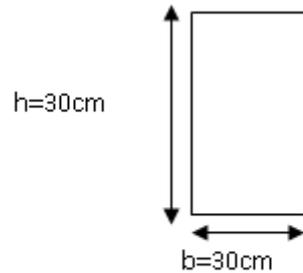
Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{265}{15} \leq h \leq \frac{265}{10} \Rightarrow 17,67\text{cm} \leq h \leq 26,5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,10 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30\text{cm}$



Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \textit{Condition vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \textit{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \textit{Condition vérifiée.}$$

III.4.4.2. Calcul à la flexion simple

1. Evaluation des charges

Réaction du palier et de paillasse sur la poutre:

$$R_B = 26,08 \text{ KN/ml (ELU).}$$

$$R_B = 18,82 \text{ KN/ml (ELS).}$$

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_0 = b \times h \times \gamma_b = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN /ml.}$$

$$\text{Poids du mur situé sur la poutre : } G_1 = 1,53 \times 2,81 = 4,30 \text{ KN /ml.}$$

2. Combinaison des charges

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 (G_0 + G_1) + R_B = 1,35 \times (2,25 + 4,30) + 26,08 = 34,92 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G_0 + G_1) + R_B = (2,25 + 4,30) + 18,82 = 25,37 \text{ KN/ml}$$

3. Les moments

L'ELU

le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 30,65 \text{ KN.m}$.

Le moment en travée: $M_t = 0.85 M_0 = 26,05 \text{ KN.m}$.

Le moment sur appui: $M_a = 0.3 M_0 = 9,19 \text{ KN.m}$.

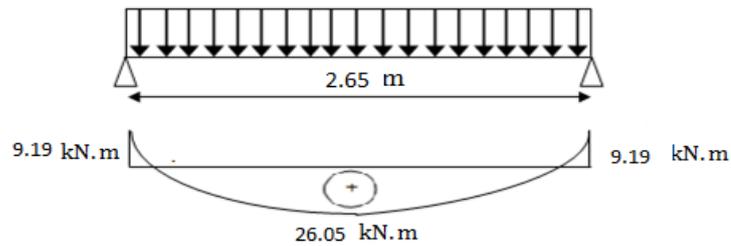


Figure III. 23 : Diagramme du moment pour la poutre palière.

L'ELS

- le moment isostatique : $M_0 = (q_s \times L^2) / 8 = 22,27 \text{ KN.m}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 18,93 \text{ KN.m}$
- Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 6,68 \text{ KN.m}$

4. Calcul du ferrailage

$h=0,30\text{m}$; $b=0,30\text{m}$; $d= h-c=30-2=28\text{cm}$

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{MPa}$

• **En travée**

La section a ferrailé : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ avec : $d=28\text{cm}$

$M_{tu}=26,05 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{26,05 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 280^2} = 0,078$$

$$\mu = 0.078 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1-2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1-2 \times (0,078))}}{2} \quad \beta = 0.96$$

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

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26,05 \times 10^6}{0,96 \times 280 \times 348} = 2,78 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 280 \times 300 \times 2,1}{400} = 1,01 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = 2,78 > A_{\min} = 1,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{On prend } A_t = \max (A_{\min}, A) = 2,78 \text{cm}^2$$

• **En appui**

$$M_{\text{au}} = 9,19 \text{KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{au}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9,19 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 280^2} = 0,027$$

$$\mu = 0.027 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1-2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1-2 \times (0,027))}}{2} = 0,97$$

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

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,19 \times 10^6}{0,97 \times 280 \times 348} = 0,97 \text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 280 \times 300 \times 2,1}{400} = 1,01 \text{cm}^2$$

Acal= 0,97 < A min = 1.01 cm²condition non vérifiée.

On prend Aa = max (Amin, A) cm² = 1,01cm²

Tableau III.6 : Ferrailage de poutre palière

Position	M(KN.m)	μ	B	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage adopté
En travée	26,05	0,078	0,96	2,78	1,01	4T12= 4.52cm ²
En appuis	9,19	0,027	0,97	0,97	1,01	2T12 =2.26cm ²

➤ **Armature de répartition :**

Sur travée : Ar = As_t/4 =4.52/4 =1,13 cm²

Sur appuis : Ar =As_t/4 =2.26/4 =0,56 cm²

5. Vérification à l'ELU :

Vérification de la contrainte tangentielle du béton:

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{34,92 \times 2,65}{2} = 46,27 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{46,27 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,55 \text{Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable.

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right) = 3,33 \text{Mpa}$$

$\tau_u = 0.55 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}$ condition vérifiée

(Donc pas de risque de cisaillement).

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S**

- **En travée :**

$$M_{\text{tsr}}=18,93\text{KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18,93 \times 10^6}{14,17 \times 300 \times 280^2} = 0,057$$

$$\mu = 0,057 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1-2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1-2 \times (0,057))}}{2} = 0,97$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18,93 \times 10^6}{348 \times 0,97 \times 280} = 2,00\text{cm}^2$$

$$A_s=4\text{T12}=4,52 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 280 \frac{2,1}{400} = 1,01\text{cm}^2$$

$$A_{\text{cal}}= 2 > A_{\text{min}} = 1,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\text{On prend } A_a = \max (A_{\text{min}}, A_a) = 2,00\text{cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s=4\text{T12} \quad S=4.52\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d-y) = 0$$

$$15y^2 + 67.8y - 1898.4 = 0 \Rightarrow y = 9.21\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = \frac{30y^3}{3} + 15 \times 4.52(28-9.21)^2 = 31750.04 \text{cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{18,93 \times 10^6}{31750.04 \times 10^4} \times 9.21.10 = 5,49 \text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,49 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• En appuis:

$$M_{a-ser} = 6.68 \text{KN.m} ; As = 2.26 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d-y) = 0$$

$$15y^2 + 33.9y - 949.2 = 0 \Rightarrow y = 6.90 \text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = \frac{30(6.90)^3}{3} + 15 \times 2.26(28-6.90)^2 = 18377.71 \text{cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6.68 \times 10^6}{18377.71 \times 10^4} \times 6.90.10 = 2.51 \text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.51 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de La flèche:

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{265} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{265} = 0,11 > \frac{18,93}{10 \times 22,27} = 0,085 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{30 \times 28} = 0,003 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

6. Calcul des armatures transversals :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier:

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_1)$$

$$\Phi_t \leq \min (8, 57 ; 30 ; 12)$$

On adopte: $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9 d ; 40\text{cm}) \\ S_t \leq \min (25,2 ; 40\text{cm}) = 25,2\text{cm} \end{array} \right.$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

Zone nodale : $S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_1\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$; On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Section des armatures transversals:**

$$\frac{A_t}{b.st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15 \text{ (cas courant)}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,64 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = 0,0016 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

➤ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,4 \text{ Mpa})$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,40 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,03 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

D'où $At \geq 0,45 \text{ cm}^2$ $\left\{ \begin{array}{l} 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$

III.4.4.3. Calcul de la poutre palière à la torsion

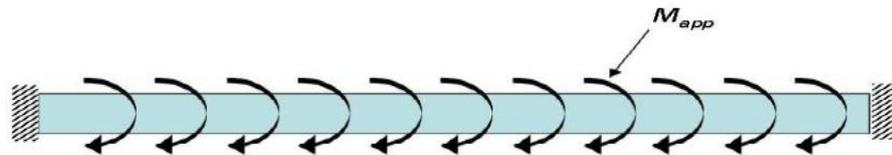


Figure III. 24 : La poutre palière à la torsion.

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_{tor} = M_a \text{ (Escalier)}$$

$$M_{torsion} = M_{ap} \times \frac{L}{2}$$

$$M_{torsion} = 6,75 \times \frac{2,65}{2} = 8,94 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a pour une section pleine: $\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$

a) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines

A ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion. On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

M_T : moment de torsion ($M_T = 8,94 \text{ KN.m}^2$)

$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5\text{cm}$.

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 625\text{cm}^2$

D'après le BAEL

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8,94 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,43\text{MPa}$$

Les contraintes tangentés sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable $\tau_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3,33\text{Mpa}$

b) Contraintes de cisaillement due à 'effort tranchant :

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{46,27 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,55\text{Mpa}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,55)^2 + (1,43)^2 = 2,35\text{Mpa}$$

$$\tau_{u \text{ limite}}^2 = (3,33)^2 = 11,089\text{Mpa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 2,35\text{Mpa} < 11,089\text{Mpa Pa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures :**

1. Les armatures longitudinales

$$\frac{A_T}{\mu \cdot \gamma_s} = \frac{M_{tors}}{2 \cdot \Omega} \leftrightarrow A_t = \frac{\mu \cdot M_{tors}}{2 \cdot \Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\mu = 2[(h-e)+(b-e)] = 2[(30-5)+(30-5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{100 \times 8,94 \times 10^3}{2 \times 625 \frac{400}{1,15}}$$

2. Les armatures transversales dues à la torsion

$$A_t = \frac{\mu \cdot M_{tors}}{2 \cdot \Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} \leftrightarrow A_t = \frac{15 \times 8,94 \times 10^3}{2 \times 625 \frac{400}{1,15}}$$

On prend: St=15cm

$$A = 3T8; S = 1,51 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures**

Justification et disposition des Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales calculées à la torsion doivent être ajoutée à celles calculées en flexion

Armature longitudinal

- **En travée**

$$A_t = A_f + A_{tor} = 4,52 + 2,05 = 6,57 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T12 = 6,79 cm²**

- **Sur appui**

$$A_t = A_a + A_{tor} = 2,26 + 2,05 = 4,31 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T12+ 2T10= 4,96 cm²**

Armature transversal

$$A_t = A_1 + A_2 = 1.51 + 0.31 = 1.82 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 T 8 = 2,01 cm²**

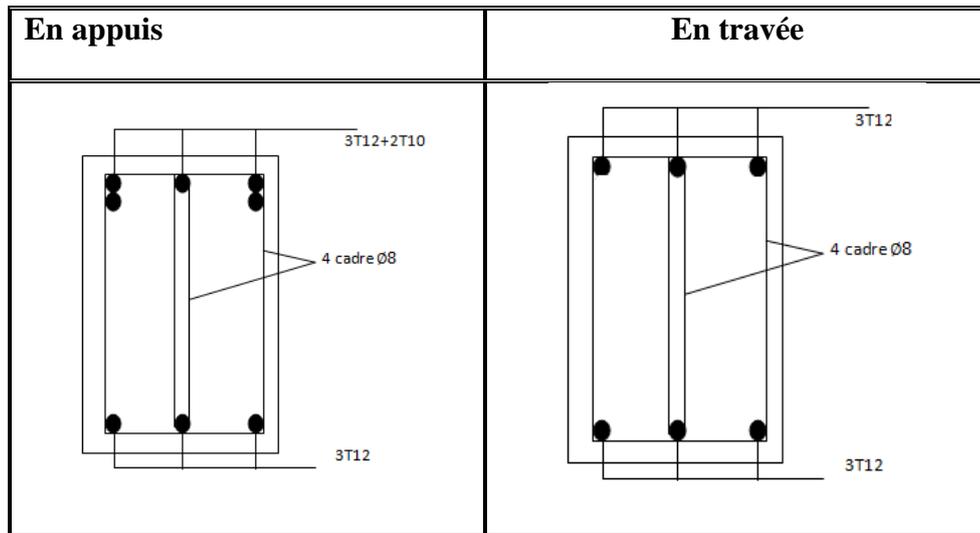


Figure III.23 : Ferrailage de poutre palière

CHAPITRE IV

CALCUL DES PLANCHERS

Chapitre IV : Calcul des planchers

IV.1.Introduction

Les planchers sont des aires, souvent horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
 - Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
 - Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux (diaphragme).
 - Transmission des charges et surcharges.
 - Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :
- ❖ plancher à corps creux
 - ❖ Plancher à dalle pleine

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée c'est-à-dire : Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce qu'il permet d'avoir un plafond uni.

Donc on opte pour des planchers à corps creux (16+4) pour tous les étages :

IV.2.Etude des poutrelles

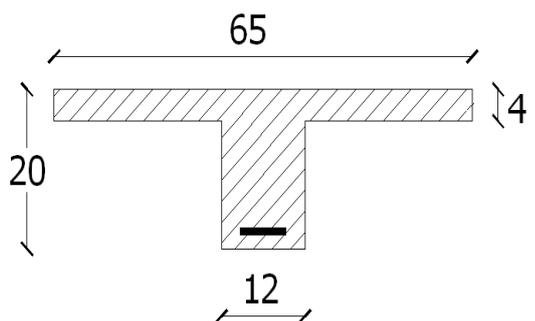
Les poutrelles se calculent comme des sections en T, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple

Deux critères conditionnent le choix de la disposition des poutrelles :

- La plus petites portées : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petites portées.
- La continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens où il y a le plus grand nombres d'appuis disponibles.

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

- -Soit $b_0 = 12$ cm.
- -Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 65 cm.



IV.3.Méthode de calcul des poutrelles

IV.3.1.Méthode forfaitaire

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci après sont satisfaites.

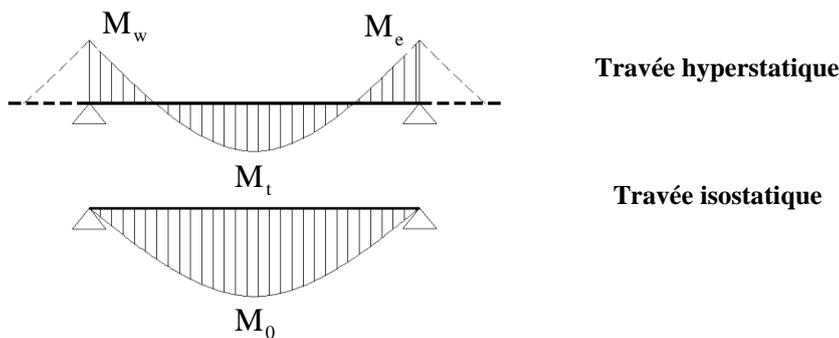
Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- 1-la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5KN/m^2)$
- 2-les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- 3-le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 $\Rightarrow 0,8 \leq li / li+1 \leq 1,2$
- 4-la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe de calcul.

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w, M_t, M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$ cas d'une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$ cas d'une travée de rive

M₀ : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée

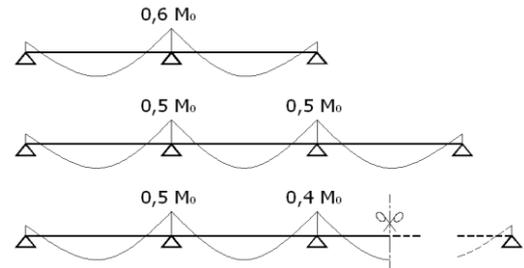
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée

α : $Q / (G+Q)$ le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

- Poutre contenue a deux travées :
- Poutre contenue a trois travées :
- Poutre contenue a plus de trois travées:

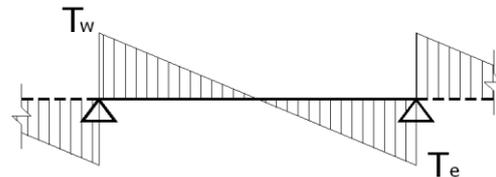


Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$



IV.3.2.Méthode de Caquot Minoré

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode consiste à appliquer la méthode de caquot pour les planchers à charge d'exploitation élevée en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3.

Les conditions d'application de la méthode Caquot Minoré

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Principe de calcul de la méthode de Caquot Minoré

- **Moment sur appui** : est calculé par la formule suivante:

$$M_i = -\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L_w + L_e)}$$

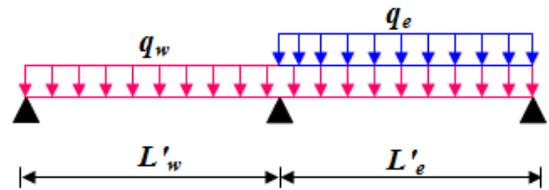
Avec :

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8L$ pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente a gauche de l'appuis.

q_e : charge permanente a droite de l'appuis.



➤ **Moment sur travée :** est calculé par la formule suivante:

$$M_{tm} = \frac{P \times X_{tm}^2}{2} + M_w$$

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

X_{tm} : Abscisses de la valeur max du moment en travée.

➤ **Effort tranchant :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w - qL$$

IV.4.Calcul du ferrillage

IV.4.1.Planchers terrasse

IV.4.1.1.Étude des poutrelles Planchers terrasse.

On a deux (02) types des poutrelles selon le nombre et des longueurs des travées

- Type 01 :



- Type 02 :



a) Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire

-la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

$Q=1 \text{ KN/m}^2 \leq 12,96 \text{ KN/m}^2$ *Condition vérifiée.*

-Poutrelle à d’inertie constante ($I = \text{Cte}$)..... *Condition vérifiée.*

-Fissuration peu préjudiciable *Condition non vérifiée.*

-Le rapport entre les travées successives $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$:

$$\frac{3,90}{3,00} = 1,30 > 1,25 ; \frac{3,00}{3,00} = 1 ; \frac{3,00}{3,90} = 0,76 \dots\dots\dots \textit{Condition non vérifiée.}$$

Une condition n’est pas applicable, on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode de Caquot Minoré.

b) Sollicitations

$$G = 6,48 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/ml}$$

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

$$G' = 2G/3 = 2,80 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1,35G' + 1,5Q = 4,58 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = G' + Q = 3,45 \text{ KN/ml}$$

❖ **Exemple de calcul type 01(cas 01).**

• **Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques)**

* Sur appuis de rive

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,58 \times 3^2}{8} = 5,15 \text{ KN.m}$$

Avec: $M_A = 0,2 \cdot M_0$

$$M_A = 1,03 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,58 \times 3^2}{8} = 5,15 \text{ KN.m}$$

Avec: $M_c = 0,2 \cdot M_0$

$$M_c = 1,03 \text{ KN.m}$$

* Sur appuis intermédiaires

On suppose $M_A = M_c = 0$

$$M_B = \frac{3,97 \times 3^3 + 3,97 \times 3^3}{8,5(3+3)} = 4,01 \text{ KN.m}$$

• **Moments fléchissant En travées**

$$M_{AB} = \frac{6,66 \times 1,14^2}{2} + 0 = 3,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{6,66 \times 1,85^2}{2} + (-4,01) = 5,70 \text{ KN.m}$$

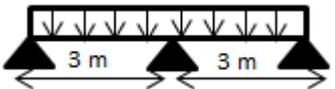
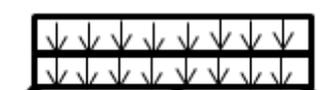
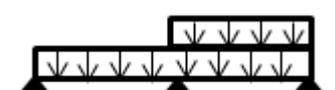
• **Efforts tranchants**

$$T_w = \frac{0 + 4,01}{3} + \frac{3,79 \times 3}{2} = 7,02 \text{ KN}$$

$$T_e = 7,02 - (3,79 \times 3) = -4,34 \text{ KN}$$

Les différents cas de chargement

Tableau IV.1 : Les différents cas de chargement

Cas de chargement	Appui	qw	qe	L'w	L'e
	B	3,79	3,79	3,00	3,00
	B	4,58	4,58	3,00	3,00
	B	4,58	3,79	3,00	3,00
	B	3,79	4,58	3,00	3,00

Type 01 :

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse)type01.

Type	Appui	L (m)	ELU M (KN. m) et T (KN)					ELS M (KN. m) et T (KN)				
			M_w	M_e	T_w	T_e	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_t
01	AB	3,00	0	-4,01	7,02	-4,34	3,69	0	-2,96	5,18	-3,21	2,73
	BC	3,00	-4,01	0	4,34	-7,02	5,70	-2,96	0	3,21	-5,18	4,24
02	AB	3,00	0	-4,84	8,48	-5,25	4,32	0	-3,65	6,39	-3,95	3,15
	BC	3,00	-4,84	0	5,25	-8,48	6,55	-3,65	0	3,95	-6,39	4,66
03	AB	3,00	0	-4,43	8,34	-5,39	4,55	0	-3,30	5,69	-4,65	3,38
	BC	3,00	-4,43	0	4,20	-7,16	5,60	-3,30	0	4,62	-3,78	4,21
04	AB	3,00	0	-4,43	7,16	-4,20	3,49	0	-3,30	5,30	-3,10	2,54
	BC	3,00	-4,43	0	5,39	-8,34	6,60	-3,30	0	4,07	-6,27	4,66

Type 02 :

Tableau IV.3: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse) type02.

Type	Appui	L (m)	ELU M (KN. m) et T (KN)					ELS M (KN. m) et T (KN)				
			M_w	M_e	T_w	T_e	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e	M_t
01	AB	3,9	0	-6,25	10,53	-7,32	8,52	0	-4,71	7,93	-5,51	6,14
	BC	2,4	-6,25	-3,10	4,18	-6,80	1,04	-4,71	-2,32	3,14	-5,13	0,61
	CD	2,4	-3,10	6,25	6,80	-4,18	-0,34	-2,32	-4,71	5,13	-3,14	-0,31
	DE	3,9	-6,25	0	7,32	-10,53	11,21	-4,71	0	5,51	-7,93	8,14
02	AB	3,9	0	-5,17	8,71	-6,06	7,27	0	-3,82	6,43	-4,48	5,38
	BC	2,4	-5,17	-2,56	3,46	-5,63	1,05	-3,82	-1,89	2,55	-4,16	0,79
	CD	2,4	-2,56	-5,17	5,63	3,46	-0,20	-1,89	-3,82	4,16	-2,25	5,78
	DE	3,9	-5,17	0	6,06	-8,71	9,72	-3,82	0	4,48	-6,43	7,21
03	AB	3,9	0	-6,46	10,58	-7,27	8,31	0	-4,54	7,89	-5,56	6,29
	BC	2,4	-6,46	-2,56	2,93	-6,17	0,99	-4,54	-1,89	2,25	-4,46	0,78
	CD	2,4	-2,56	-5,17	5,63	-3,46	-0,20	-1,89	-3,82	4,16	-2,55	-0,14
	DE	3,9	-5,17	0	6,06	-8,71	9,72	-3,82	0	4,48	-6,43	7,21
04	AB	3,9	0	-5,38	8,76	-6,01	7,08	0	-3,99	6,48	-4,43	5,25
	BC	2,4	-5,38	-2,82	4,43	-6,55	1,42	-3,99	-2,11	3,35	-4,92	0,90
	CD	2,4	-2,83	-5,17	5,52	-3,57	-0,32	-2,11	-3,82	4,07	-2,64	-0,25
	DE	3,9	-5,17	0	6,06	-8,71	9,72	-3,82	0	4,48	-6,43	7,21
05	AB	3,9	0	-5,17	8,71	-6,06	7,27	0	-3,83	6,43	-4,48	5,38
	BC	2,4	-5,17	-2,83	3,57	-5,52	0,80	-3,83	-2,11	2,64	-4,07	0,60
	CD	2,4	-2,83	-5,38	6,55	-4,43	0,23	-2,11	-3,99	4,92	-3,35	0,17
	DE	3,9	-5,38	0	6,01	-8,76	9,77	-3,99	0	4,43	-6,48	7,24
06	AB	3,9	0	-5,17	8,71	-6,06	7,27	0	-3,83	6,43	-4,48	5,38
	BC	2,4	-5,17	-2,56	3,46	-5,63	1,05	-3,83	-1,89	2,55	-4,16	0,79
	CD	2,4	-2,56	6,05	6,00	-3,09	-0,69	-1,89	-4,54	4,46	-2,55	-0,54
	DE	3,9	-6,05	0	7,30	-10,48	11,26	-4,54	0	5,56	-7,89	8,09
07	AB	3,9	0	-6,25	10,53	-7,32	8,52	0	-4,71	7,93	-5,51	6,14

	BC	2,4	-6,25	-2,83	4,07	-6,92	1,34	-4,71	-2,11	3,05	-5,22	0,83
	CD	2,4	-2,83	-5,17	5,52	-3,57	-0,32	-2,11	-3,82	4,07	-2,64	-0,25
	DE	3,9	-5,17	0	6,06	-8,71	9,72	-3,82	0	4,48	-6,43	7,21
08	AB	3,9	0	-5,17	8,71	-6,06	7,27	0	-3,82	6,43	-4,48	5,38
	BC	2,4	-5,17	-2,83	3,57	-5,52	0,80	-3,82	-2,11	2,64	-4,07	0,60
	CD	2,4	-2,83	-5,38	6,55	-4,43	0,23	-2,11	-4,71	5,22	-3,05	-0,22
	DE	3,9	-5,38	0	7,55	-10,31	11,47	-4,71	0	5,51	-7,93	8,14
09	AB	3,9	0	-5,38	8,76	-6,01	7,08	0	-3,99	6,48	-4,43	5,25
	BC	2,4	-5,38	-3,10	4,54	-6,44	1,14	-3,99	-2,33	3,44	-4,83	0,77
	CD	2,4	-3,10	-3,38	6,44	-6,54	0,16	-2,33	-3,99	4,83	-3,44	0,05
	DE	3,9	-5,38	0	6,01	-8,76	9,77	-3,99	0	4,43	-6,48	7,24
10	AB	3,9	0	-6,05	10,48	-7,33	8,63	0	-4,54	7,89	-5,56	6,29
	BC	2,4	-6,05	-2,52	3,09	-6,00	1,03	-4,54	-1,89	2,25	-4,46	0,78
	CD	2,4	-2,52	-6,05	6,00	-3,09	-0,69	-1,89	-4,54	4,46	-2,25	-0,54
	DE	3,9	-6,05	0	7,37	-10,48	11,26	-4,54	0	5,56	-7,89	8,09

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

ELU : $M_t \max = 11,47 \text{KN.m}$; $M_a \max = 6,46 \text{KN.m}$; $T \max = 10,58 \text{KN}$

ELS : $M_t \max = 8,14 \text{KN.m}$; $M_a \max = 4,71 \text{KN.m}$

IV.4.1.1.1. Ferrailage en travée

$b = 65 \text{Cm}$; $h = 20 \text{Cm}$; $d = 18 \text{Cm}$; $h_0 = 4 \text{Cm}$; $\sigma_b = 14,17 \text{Mpa}$.

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_F = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_F = 14,17 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 58,94 \text{KN.m}$$

$M_T < M_F \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de comprissions, donc le calcul se ramène a une section rectangulaire ($b \cdot h$).

b) Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$M_{t_{max}} = 11,47 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11,47 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times 180^2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times (0,038))}}{2} = 0,98$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11,47 \times 10^6}{348 \times 0,98 \times 180} = 1,86 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 650 \times 180 \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$1,86 \geq 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$\text{On prend } A_a = \max (A_{min}, A) = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } \mathbf{3T12=3,39 \text{ cm}^2}$$

IV.4.1.1.2.Ferraillage sur appuis.

$$M_{a_{max}} = 6,46 \text{ kn .m}$$

* Aux appuis intermédiaires

$$b=12 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6,46 \times 10^6}{14,17 \times 120 \times 180^2} = 0,117$$

$$\mu = 0,117 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1-2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1-2 \times (0,117))}}{2} = 0,937$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6,46 \times 10^6}{348 \times 0,93 \times 180} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 120 \times 180 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

1,10 cm² > 0.26 cm² *condition vérifié*

On prend Aa = max (Amin, A) = 1,10 cm²

Choix : **2T12 = 2,26 cm²**

* Aux appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,20 M₀.

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4,58 \times 3,90^2}{2} = 8,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0,20 M_0 = 1,74 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_0}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1,74 \times 10^6}{14,17 \times 120 \times 180^2} = 0,031$$

$$\mu = 0,031 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1-2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1-2 \times (0,031))}}{2} = 0,98$$

$$A_s = \frac{M_0}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,74 \times 10^6}{348 \times 0,93 \times 180} = 0,28 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité Art A-4.2.1/ BAEL91

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} ; A_{min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

0,28 cm² > 0,26 cm² *condition vérifié*

On prend $A_a = \max (A_{\min} ; A) = 0,28 \text{ cm}^2$

Choix : **1T12 = 1,13 cm²**

IV.4.1.1.3. Vérifications.

a) Vérification de l'effort tranchant

$T_u = 10,58 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10,58 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,49 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Art A.5.1, 211 BAEL91

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,49 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$

b) Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{0,2}{3,90} \geq \frac{11,47}{15 \times 8,70} \quad 0,051 \geq 0,087 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{0,2}{3,90} \geq \frac{1}{22,5} \quad 0,051 \geq 0,044 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{3,6}{F_e} \rightarrow \frac{3,90}{65 \times 18} \geq \frac{3,6}{400} \quad 0,002 \geq 0,009 \dots\dots\dots CV$$

Section et écartement des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales : (article A.7.2, 2 du BAEL91)

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l_{\min}} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} = 5,71 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 6 \text{ mm}$ on adopte **2Ø6 = 0,57 cm²**.

Calcul des espacements d'après le BAEL91 (A.5.1, 22)

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0.9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} K$$

K = 1 ⇒ flexion simple ou pas reprise de bétonnage

α = 90° (Les armatures sont perpendiculaires)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 0.8 \times f_e \times \frac{A_t}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \\ S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 0.8 \times 400 \times \frac{0.57}{12 \times (0.49 - 0.3 \times 2.1)} = 101.33cm \\ S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40cm) = 16.2cm \\ S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 12} = 47.5cm \end{array} \right.$$

On prend : **S_t = 15 cm**

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2

A_t = 0,003. s.b

$$A_{tmin} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0.54cm^2$$

$$A_t = 0,57cm^2 > A_{tmin} = 0,54cm^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ Pour appui de rive

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis Art : A. 5 .1 .313/ BAEL91 Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad V_u \leq 0.4 \times 162 \times 120 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 129,6KN$$

$$V_u = 10,58KN < 129,6KN \dots\dots\dots CV$$

➤ Pour appui intermédiaire

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art : A.5.1,321/ BAEL91

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[10,58 + \frac{6,46 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,50 \text{ cm}^2 \quad 1,10 > 0,50 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

c) Vérification de liaison de table de compression à la nervure

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9.b.d.h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2.f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_1}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{10,58 \times 26,5 \times 10}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 0,66 \text{ Mpa} \leq \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

c) Vérification à l'état limite de service E.L.S

➤ **En travée**

Moment service	M_{ser}	8,14KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{65} = 0,78 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,78 \times 18 = 28,08 \text{ cm}^2$ $Y = -0,78 + \sqrt{0,78^2 + 28,08} = 4,57 \text{ cm}$	4,57cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	11239,51 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,72Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \quad \sigma_b = 0,72 \times 4,57$	3,29MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	145,04MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,29 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	145,04 < 202

➤ En appuis

Moment service	M_{ser}	4,71 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,26}{65} = 0,52cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,52 \times 18 = 18,72cm^2$ $Y = -0,52 + \sqrt{0,52^2 + 18,72} = 3,83cm$	3,83cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	8024,01cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,58Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \quad \sigma_b = 0,58 \times 3,83$	2,22 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	123,27 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEI91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	2,22 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{f_{t28}} \right\}$	123,27 < 202

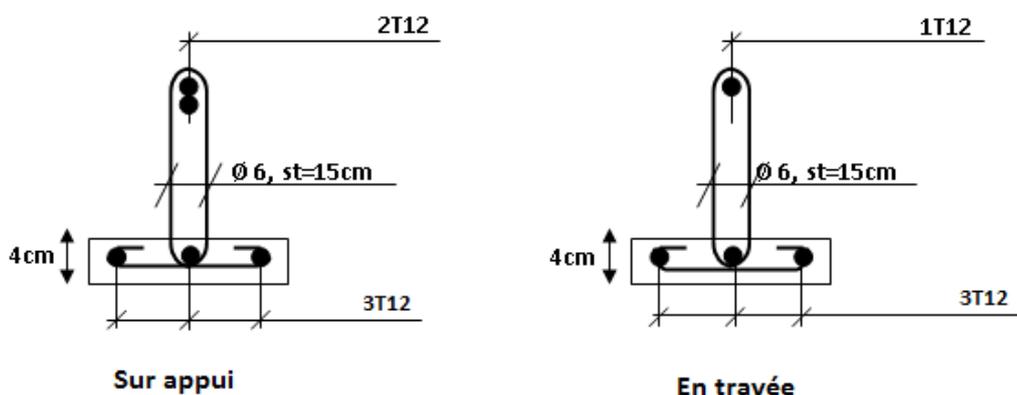


Figure IV 1: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse

IV.4.2.Ferrailage de la dalle de compression.

La dalle de compression sera ferrillée d'un quadrillage de barres appelées treillis dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser :

- 20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures Perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 500\text{Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 500 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage en $6 \phi 5$ avec des mailles de $15 \times 15 \text{ cm}$ de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles

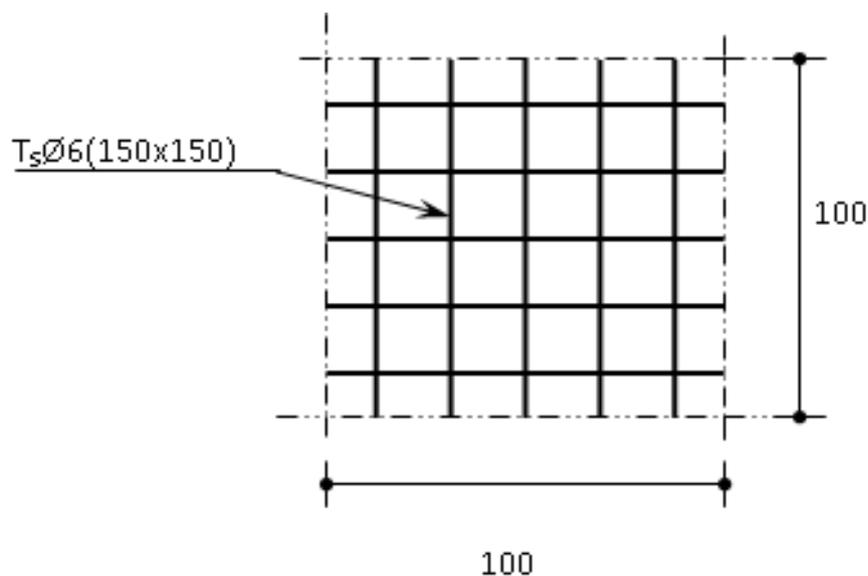


Figure IV.2 : Schéma de ferrailage

IV.4.3.Planchers étage courant

IV.4.3.1.Étude des poutrelles Planchers étages courant

On a trois (03) types des poutrelles selon le nombre et des longueurs des travées

Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



a)Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire

- -la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

$Q=1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 11,32 \text{ KN/m}^2$) *Condition vérifiée.*

- -Poutrelle à d’inertie constante ($I = \text{Cte}$)..... *Condition vérifiée.*
- -Fissuration peu préjudiciable *Condition non vérifiée.*
- – Le rapport entre les travées successives $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$:

$\frac{3,90}{3,00} = 1,30 > 1,25$; $\frac{3,00}{3,00} = 1$; $\frac{3,00}{3,90} = 0,76$ *Condition non vérifiée.*

Une condition n’est pas applicable, on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode de Caquot Minoré.

b) Sollicitations

$G = 5,66 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,66 \times 0,65 = 3,67 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$$

$$G' = 2G/3 = 3,77 \text{ KN/ml}$$

$$Q_U = 1,35G' + 1,5Q = 7,34 \text{ KN/ml}$$

$$Q_S = G' + Q = 5,27 \text{ KN/ml}$$

➤ **Exemple de calcul type 02(cas 01)**

• **Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques)**

* -Sur appuis de rive

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{7,34 \times 3,9^2}{8} = 13,95 \text{ kN.m}$$

Avec: $M_A = 0,2 \cdot M_0 = 2,79 \text{ KN.m}$

* -Sur appuis intermédiaires

On suppose $M_A = M_E = 0$

$$M_B = \frac{3,31 \cdot 3,9^3 + 3,31 \cdot 2,4^3}{8,5(3,9 + 2,4)} = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{3,31 \cdot 2,4^3 + 3,31 \cdot 2,4^3}{8,5(2,4 + 2,4)} = 2,24 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{3,31 \cdot 2,4^3 + 3,31 \cdot 3,9^3}{8,5(2,4 + 3,9)} = 4,52 \text{ KN.m}$$

• **Moments fléchissant En travées**

$$M_{AB} = \frac{4,97 \cdot 1,60^2}{2} + 0 = 6,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{4,97 \cdot 1,49^2}{2} + (-4,52) = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{4,97 \cdot 0,91^2}{2} + (-2,24) = 2,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = \frac{4,97 \cdot 2,30^2}{2} + (-4,52) = 8,06 \text{ KN.m}$$

• Efforts tranchants

$$T_e = 7,61 - (3,31 \cdot 3,9) = -5,30 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{0 + 4,52}{3,9} + \frac{3,31 \cdot 3,9}{2} = 7,61 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{-4,52 + 2,24}{2,4} + \frac{3,31 \cdot 2,4}{2} = 3,02 \text{ KN}$$

$$T_e = 3,02 - (3,31 \cdot 2,4) = -4,90 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{-2,24 + 4,52}{2,4} + \frac{3,31 \cdot 2,4}{2} = 4,92 \text{ KN}$$

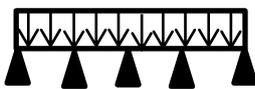
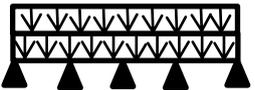
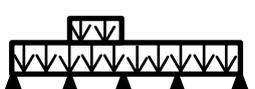
$$T_e = 4,92 - (3,31 \cdot 2,4) = -3,02 \text{ KN}$$

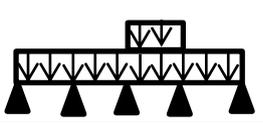
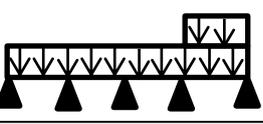
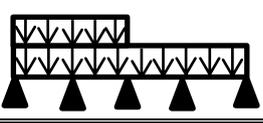
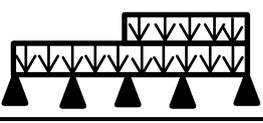
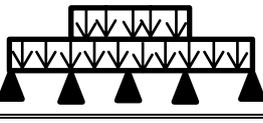
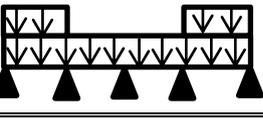
$$T_w = \frac{-4,52 - 0}{3,9} + \frac{3,31 \cdot 3,9}{2} = 4,20 \text{ KN}$$

$$T_e = 4,20 - (3,31 \cdot 3,9) = -8,71 \text{ KN}$$

Les différents cas de chargement

Tableau IV.4 : Les différents cas de chargement

Cas de chargement	Appui	qw	qe	Lw	L'e	qw	qe	Lw	L'e	qw	qe	L'w	L'e
	B.C.D	3,31	3,31	3,9	2,4	3,31	3,31	2,4	2,4	3,31	3,31	2,4	3,9
	B.C.D	4,77	4,77	3,9	2,4	4,77	4,77	2,4	2,4	4,77	4,77	2,4	3,9
	B.C.D	4,77	3,31	3,9	2,4	3,31	3,31	2,4	2,4	3,31	3,31	2,4	3,9
	B.C.D	3,31	4,77	3,9	2,4	4,77	3,31	2,4	2,4	3,31	3,31	2,4	3,9

	B.C.D	3,31	3,31	3,9	2,4	3,31	4,77	2,4	2,4	4,77	3,31	2,4	3,9
	B.C.D	3,31	3,31	3,9	2,4	3,31	3,31	2,4	2,4	3,31	4,77	2,4	3,9
	B.C.D	4,77	4,77	3,9	2,4	4,77	3,31	2,4	2,4	3,31	3,31	2,4	3,9
	B.C.D	3,31	3,31	3,9	2,4	3,31	4,77	2,4	2,4	4,77	4,77	2,4	3,9
	B.C.D	3,31	4,77	3,9	2,4	4,77	4,77	2,4	2,4	4,77	3,31	2,4	3,9
	B.C.D	4,77	3,31	3,9	2,4	3,31	3,31	2,4	2,4	3,31	4,77	2,4	3,9

Type 01

Tableau IV.5: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courant) type01.

Type	Appui	L (m)	ELU M (KN. m) et T (KN)					ELS M (KN. m) et T (KN)				
			Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt
01	AB	3,00	0	-3,50	6,13	-3,80	3,28	0	-2,59	4,54	-2,81	2,43
	BC	3,00	-3,50	0	3,80	-6,13	4,99	-2,59	0	2,81	-4,54	3,26
02	AB	3,00	0	-5,05	8,84	-5,47	4,25	0	-3,62	6,34	-3,92	3,07
	BC	3,00	-5,05	0	5,47	-8,84	5,95	-3,62	0	3,92	-6,34	4,32
03	AB	3,00	0	-4,28	8,58	-3,54	4,63	0	-3,11	6,17	-4,09	3,34
	BC	3,00	-4,28	0	3,54	-8,58	4,96	-3,11	0	2,64	-4,71	3,72
04	AB	3,00	0	-4,28	6,39	-3,54	2,84	0	-3,11	3,49	-3,86	2,10
	BC	3,00	-4,28	0	5,73	-8,58	6,14	-3,11	0	4,09	-6,17	4,41

Type 02 :

Tableau IV.6: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courant) type02.

Type	Appui	L (m)	ELU $M(KN. m)$ et $T(KN)$					ELS $M(KN. m)$ et $T(KN)$				
			Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt
01	AB	3,9	0	-4,52	7,61	-5,30	6,35	0	-3,35	6,64	-2,91	4,70
	BC	2,4	-4,52	-2,24	3,02	-4,92	0,98	-3,35	-1,66	2,23	-3,65	0,72
	CD	2,4	-2,24	-4,52	4,92	-3,02	2,05	-1,66	-3,35	5,21	-0,67	-0,14
	DE	3,9	-4,52	0	4,20	-8,71	8,60	-3,35	0	3,92	-5,63	8,92
02	AB	3,9	0	-6,52	10,97	-7,63	8,23	0	-2,61	7,34	-6,00	5,94
	BC	2,4	-6,52	-3,23	4,35	-7,10	0,62	-2,61	-2,32	3,94	-4,27	2,54
	CD	2,4	-3,23	-6,52	7,10	-4,35	-0,57	-2,32	-4,67	5,08	-3,13	-0,40
	DE	3,9	-6,52	0	7,63	-10,97	10,49	-4,67	0	5,47	-7,87	7,60
03	AB	3,9	0	-6,14	10,86	-7,74	8,44	0	-2,61	7,34	-5,60	6,09
	BC	2,4	-6,14	-2,24	2,35	-5,59	0,94	-2,61	-1,66	2,54	-3,34	2,63
	CD	2,4	-2,24	-4,52	4,92	-3,20	2,05	-1,66	-3,35	3,64	-2,24	-0,14
	DE	3,9	-4,52	0	4,20	-8,71	8,60	-3,35	0	3,92	-5,63	6,36
04	AB	3,9	0	-4,90	7,71	-5,20	6,11	0	-3,60	5,70	-3,85	4,52
	BC	2,4	-4,90	-2,74	4,82	-6,63	1,40	-3,60	-2,00	3,44	-4,77	0,95
	CD	2,4	-2,74	-4,52	4,71	-3,08	-2,21	-2,00	-3,35	3,50	-2,38	-1,25
	DE	3,9	-4,52	0	4,20	-8,71	8,60	-3,35	0	3,92	-5,63	6,36
05	AB	3,9	0	-4,52	7,61	-5,30	6,35	0	-3,35	5,64	-3,91	4,70
	BC	2,4	-4,52	-2,74	3,23	-4,71	0,48	-3,35	-2,00	2,38	-3,5	0,35
	CD	2,4	-2,74	-4,90	5,72	-5,72	0,54	-2,00	-3,60	4,77	-3,44	0,37
	DE	3,9	-4,90	0	5,20	-6,46	8,22	-3,60	0	3,85	-5,70	6,11
06	AB	3,9	0	-4,52	7,61	-5,30	6,35	0	-3,35	5,64	-3,91	4,70
	BC	2,4	-4,52	-2,24	3,02	-4,92	0,98	-3,35	-1,66	2,23	-3,65	0,72
	CD	2,4	-2,24	-6,14	5,60	-2,34	-1,02	-1,66	-4,42	4,09	-1,79	-0,76
	DE	3,9	-6,14	0	7,73	-10,87	10,57	-4,42	0	5,53	-7,81	7,64
07	AB	3,9	0	-6,52	10,97	-7,63	8,23	0	-2,61	7,34	-6,00	5,94

	BC	2,4	-6,52	-2,74	4,15	-7,30	1,00	-2,61	-2,00	4,41	-3,80	2,82
	CD	2,4	-2,74	-4,52	4,71	-3,08	-0,41	-2,00	-3,35	3,50	-2,38	-0,27
	DE	3,9	-4,52	0	4,20	-8,71	8,60	-3,35	0	3,92	-5,63	6,36
08	AB	3,9	0	-4,52	7,61	-5,30	6,35	0	-3,35	5,64	-3,91	4,70
	BC	2,4	-4,52	-2,74	3,23	-4,71	0,48	-3,35	-2,00	2,38	-3,5	0,35
	CD	2,4	-2,74	-6,52	5,72	-5,72	-0,31	-2,00	-4,67	5,22	-3,00	-0,24
	DE	3,9	-6,52	0	7,63	-10,97	10,49	-4,67	0	5,47	-7,87	7,60
09	AB	3,9	0	-4,90	7,71	-5,20	6,11	0	-3,60	5,70	-3,85	4,52
	BC	2,4	-4,90	-3,23	5,03	-6,42	0,87	-3,60	-2,32	3,57	-4,64	0,56
	CD	2,4	-3,23	-4,90	6,56	-4,89	0,31	-2,32	-3,60	4,64	-3,57	0,24
	DE	3,9	-4,90	0	5,20	-6,46	8,22	-3,60	0	3,85	-5,70	6,11
10	AB	3,9	0	-6,14	10,86	-7,74	8,44	0	-4,42	7,80	-5,54	6,09
	BC	2,4	-6,14	-2,24	2,35	-5,59	0,94	-4,42	-2,32	2,06	-3,82	0,82
	CD	2,4	-2,24	-6,52	6,11	-1,83	-1,16	-2,32	-4,67	3,92	-1,96	-1,52
	DE	3,9	-6,52	0	7,63	-10,97	10,59	-4,67	0	5,47	-7,87	7,60

Type 03 :

Tableau IV.7: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courant) type03.

Type	Appui	L (m)	ELU $M(KN. m)$ et $T(KN)$					ELS $M(KN. m)$ et $T(KN)$				
			Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt
01	AB	3,9	0	-4,52	6,45	-6,46	6,36	0	-3,35	5,64	-3,91	4,70
	BC	2,4	-4,52	-2,94	3,31	-4,63	0,35	-3,35	-2,18	2,45	-3,43	0,25
	CD	3,0	-2,94	0	5,94	-3,99	5,11	-2,18	0	2,95	-4,4	3,76
02	AB	3,9	0	-6,51	10,97	-7,63	8,23	0	-4,67	7,87	-5,47	5,94
	BC	2,4	-6,51	-4,24	4,78	-6,67	-3,29	-4,67	3,04	3,42	-4,79	-2,35
	CD	3,0	-4,24	0	5,74	-8,57	6,18	-3,04	0	4,12	-6,14	4,48
03	AB	3,9	0	-6,18	10,89	-7,71	8,44	0	-4,42	7,83	-5,51	6,09
	BC	2,4	-6,18	-2,94	2,62	-5,32	0,26	-4,42	-2,18	2,01	-3,87	0,35
	CD	3,0	-2,94	0	3,98	-5,95	5,11	-2,18	0	2,95	-4,4	3,76

04	AB	3,9	0	-6,51	10,97	-7,63	8,23	0	-4,67	7,87	-5,47	5,94
	BC	2,4	-6,51	-3,38	4,48	-6,97	0,34	-4,67	-2,47	3,19	-5,02	0,27
	CD	3,0	-3,38	0	4,96	-4,97	5,03	-2,47	0	2,85	-4,50	3,74
05	AB	3,9	0	-4,52	6,45	-6,46	6,36	0	-3,35	5,64	-3,91	4,70
	BC	2,4	-4,52	-3,80	3,67	-4,27	-0,38	-3,35	-2,75	2,69	-3,19	-0,30
	CD	3,0	-3,80	0	5,89	-8,42	6,16	-2,75	0	4,21	-6,05	4,44
06	AB	3,9	0	-4,90	7,71	-5,20	6,12	0	-3,60	5,70	-3,85	4,52
	BC	2,4	-4,90	-4,24	5,45	-6,0	0,20	-3,60	-3,04	3,87	-4,35	-0,68
	CD	3,0	-4,24	0	6,68	-7,63	6,18	-3,04	0	4,12	-6,14	4,48
07	AB	3,9	0	-4,90	7,71	-5,20	6,12	0	3,60	5,70	-3,85	4,52
	BC	2,4	-4,90	-3,38	5,26	-6,19	2,31	-3,60	2,47	3,63	-4,58	0,50
	CD	3,0	-3,38	0	3,84	-6,09	5,03	-2,47	0	2,85	-4,50	3,74
08	AB	3,9	0	-6,18	10,89	-7,71	8,44	0	-4,42	7,83	-5,51	6,09
	BC	2,4	-6,18	-3,80	2,98	-4,96	-0,60	-4,42	-2,75	2,24	-3,64	-0,30
	CD	3,00	-3,80	0	5,89	-8,42	6,16	-2,75	0	4,21	-6,05	4,44

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

ELU : $M_t \max=10,59\text{KN.m}$; $M_a \max= 6,52\text{KN.m}$; $T \max= 10,97 \text{ KN}$

ELS : $M_t \max=8,92\text{KN.m}$; $M_a \max= 4,67\text{KN.m}$; $T \max= 7,80 \text{ KN}$

IV.4.3.1.1 Ferrailage en travée

$b=65\text{Cm}$ $h=20\text{Cm}$ $d=18\text{Cm}$ $h_0=4\text{Cm}$ $\sigma_b = 14.17 \text{ Mpa}$

a)Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$MF = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$MF = 14,17 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 58,94 \text{ KN.m}$$

$M_T < M_F \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de comprissions, donc le calcul se ramène a une section rectangulaire (b*h).

b) Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$M_{tmax} = 10,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10,59 \times 10^6}{14,17 \times 650 \times 180^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times (0,035))}}{2} = 0,98$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10,59 \times 10^6}{348 \times 0,98 \times 180} = 1,72 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 650 \times 180 \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$1,72 \geq 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

On prend $A_a = \max (A_{min}, A) = 1,72 \text{ cm}^2$

Choix : **3T12=3.39Cm²**

IV.4.3.1.2.Ferraillage sur appuis

$M_a \text{ max} = 6,52 \text{ kn .m}$

* Aux appuis intermédiaires.

$b=12\text{cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad \sigma_b = 14.17\text{Mpa}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6,52 \times 10^6}{14,17 \times 120 \times 180^2} = 0,118$$

$$\mu = 0,118 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times (0,118))}}{2} = 0,93$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6,52 \times 10^6}{348 \times 0,93 \times 180} = 1,12 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 120 \times 180 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

1,12 cm² > 0,22 cm² condition vérifié

On prend Aa = max (Amin, A) = 1,12 cm²

Choix : **2T12 = 2.26 cm²**

* Aux appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,20 M₀.

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,34 \times 3,90^2}{8} = 13,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ap}} = 0,20 M_0 = 2,79 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2,79 \times 10^6}{14,17 \times 120 \times 180^2} = 0,050$$

$$\mu = 0,050 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times \mu)}}{2} \quad \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{(1 - 2 \times (0,050))}}{2} = 0,97$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2,79 \times 10^6}{348 \times 0,97 \times 180} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité Art A-4.2.1/ BAEL91

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

0,46 cm² > 0,26 cm² CV

On prend Aa = max (A_{min} ; A) = 0,46 cm²

Choix: **1T12 = 1,13 cm²**

IV.4.3.1.3.Vérifications

a)Vérification de l'effort tranchant

$$T_u = 10,97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10,97 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,51 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Fissuration peu nuisible **Art A.5.1, 211 BAEL91**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,51 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{0,2}{3,90} \geq \frac{10,59}{15 \times 13,95} \quad 0,051 \geq 0,050 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{0,2}{3,90} \geq \frac{1}{22,5} \quad 0,051 \geq 0,044 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{3,6}{F_e} \rightarrow \frac{3,90}{65 \times 18} \geq \frac{3,6}{400} \quad 0,002 \geq 0,009 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Section et écartement des armatures transversales : A

Diamètre des armatures transversales :(article A.7.2, 2 du BAEL91):

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{lmin}\right\}$$

$$\phi \leq \min\left\{\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\right\} = 5,71 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 6\text{mm}$ on adopte **2Ø6 = 0,57cm²**.

Calcul des espacements d'après le BAEL91 (A.5.1, 22)

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0.9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} K$$

K = 1 ⇒ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

α = 90° (Les armatures sont perpendiculaires)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 0.8 \times f_e \times \frac{A_t}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \\ S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 0.8 \times 400 \times \frac{0.57}{12 \times (0.51 - 0.3 \times 2.1)} = 126.66cm \\ S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40cm) = 16.2cm \\ S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 12} = 47.5cm \end{array} \right.$$

On prend : **St = 15 cm**

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2

$$A_t = 0.003 \cdot s_b \Rightarrow A_{tmin} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0.54cm^2$$

$$A_t = 0.57cm^2 > A_{tmin} = 0.54cm^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ Pour appui de rive

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis Art : A. 5 .1 .313/ BAEL91

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 162 \times 120 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 10,97 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

➤ Pour appui intermédiaire

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art : A.5.1,321/ BAEL91

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[10,97 + \frac{6,52 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,15 \text{ cm}^2 \quad 1,12 > 0,15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

c) Vérification de liaison de table de compression à la nervure

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_1}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{10,97 \times 103 \times 265}{0,9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,69 \text{ Mpa} \leq \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

d) Vérification à l'état limite de service E.L.S :

➤ **Sur travée**

Moment service	M_{ser}	8,92KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{65} = 0,78 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0,78 \times 18 = 28,08 \text{ cm}^2$ $Y = -0,78 + \sqrt{0,78^2 + 28,08} = 4,57 \text{ cm}$	4,57cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	11239,51 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,79Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$ $\sigma_b = 0,79 \times 4,57$	3,61 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	159,14 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	3,61 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	159,14 < 202

➤ Sur appuis

Moment service	M_{ser}	4,67 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,26}{65} = 0,52cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,52 \times 18 = 18,72cm^2$ $Y = -0,52 + \sqrt{0,52^2 + 18,72} = 3,83cm$	3,83cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	8024,02 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0.58Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \sigma_b = 0,58 \times 3,83$	2,22MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	123,28 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2,22 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	123,28 < 202 vérifiée

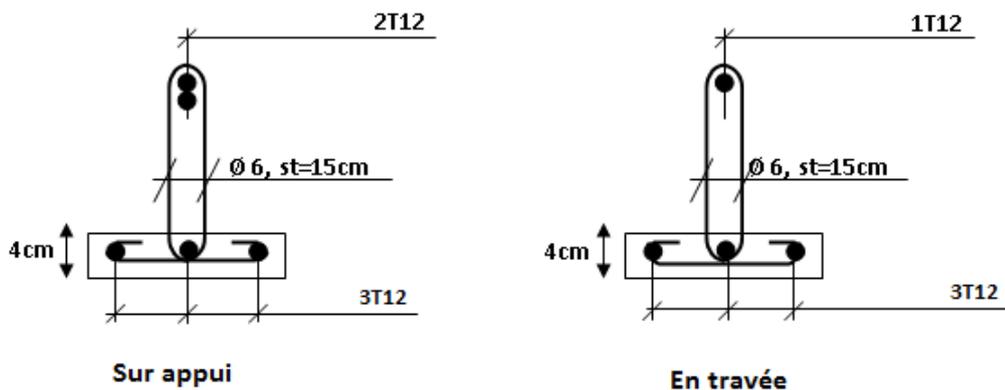


Figure IV.3: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courant

The title 'CHAPITRE V' is written in a large, stylized, black serif font with a yellow outline and a drop shadow. The text is contained within a white rectangular scroll with a black border and rounded corners. The scroll has a small circular detail at the top right corner, suggesting it is a rolled-up document.

CHAPITRE V

ETUDE SISMIQUE

Chapitre V :Etude sismique

V.1.Introduction

Le séisme est l'une des catastrophes naturelles les plus graves et imprévisibles. Il peut détruire une zone entière et blesser des dizaines, voire des centaines de milliers de personnes.

Ce phénomène résulte de la libération soudaine de pression le long des défauts corticaux. En raison du mouvement continu des plaques tectoniques, la pression s'accumule dans les couches rocheuses des deux côtés de la faille. Quand ils deviennent trop gros, ils sont déchargés par un mouvement soudain. Énergie sismique émise lorsque les ondes s'étendent sur la Terre et à la surface

Donc Il est nécessaire de construire des structures para- sismiques en zone sismique par une étude de comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

Le calcul sismique d'une structure ne se fait pas sous l'action latérale seulement mais la stabilité doit être assurée sous les actions combinées définies par les règles parasismiques algériennes ce qui nécessite de faire une évaluation des charges statiques gravitaires à reprendre par chaque élément horizontale.

V.2.Objectifs et exigences

Selon le RPA99/ version 2003, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze mètres (14m) de hauteur dans la zone IIa, devra contenir des voiles. Article (3.4.A.1.a).

En ce qui concerne la structure faisant l'objet de cette présente étude, il s'agit d'un bâtiment de R+5 étages qui dépasse 14m, elle sera donc contreventée par un système de contreventement proposé par le règlement parasismique algérien. Article (3.4.A).

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Une conception parasismique doit non seulement respecter le règlement en vigueur mais aussi satisfaire l'aspect architectural et économique.

V.3.Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

En ce qui concerne notre cas, les conditions de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées, donc il y a lieu d'utiliser une autre méthode qui est la méthode spectrale. Néanmoins, nous allons calculer au premier lieu l'effort sismique à la base avec la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure.

V.4.La méthode d'analyse modale spectrale

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

V.5.Présentation du logiciel :

Les réponses de la structure sont déterminées par le logiciel Etabs 9.7 celui c'est un programme de calcul statique et dynamique de structure à comportement linéaire mis au point à l'université de Berkeley en Californie aux états unis d'Amérique. Nous avons fait appel au logiciel «Etabs 9.7» pour déterminer:

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.
- Les sollicitations internes (M, N, T)

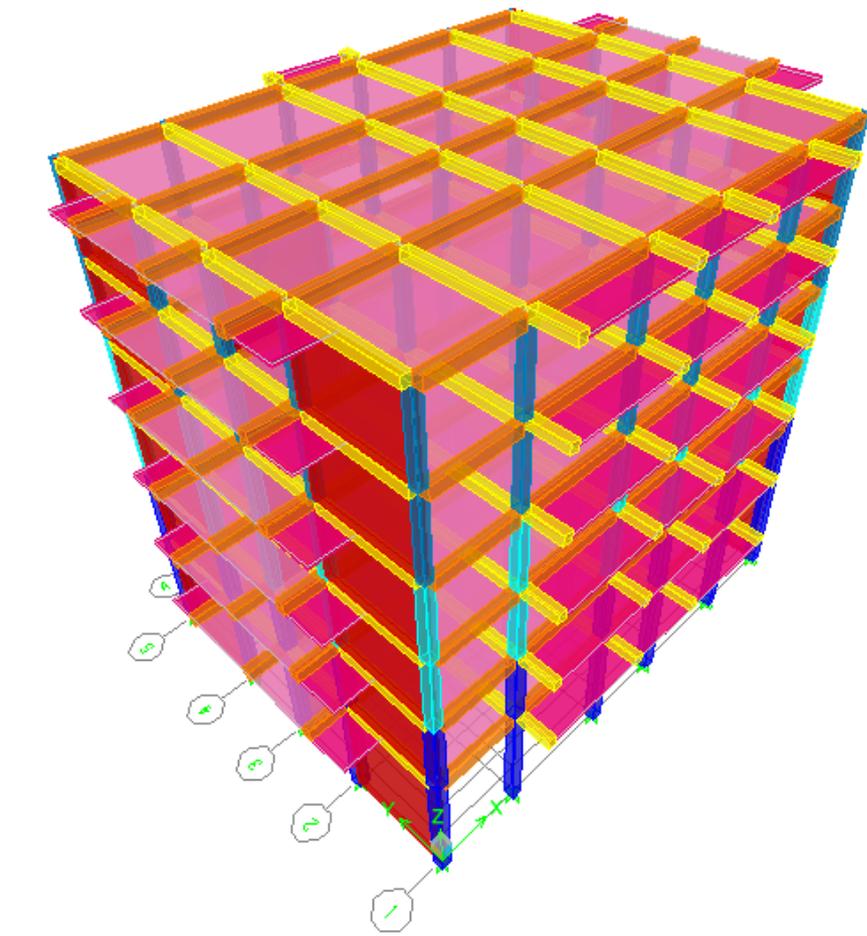


Figure V.1: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4.

V.6.Evaluation des efforts sismiques:

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme «spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

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

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

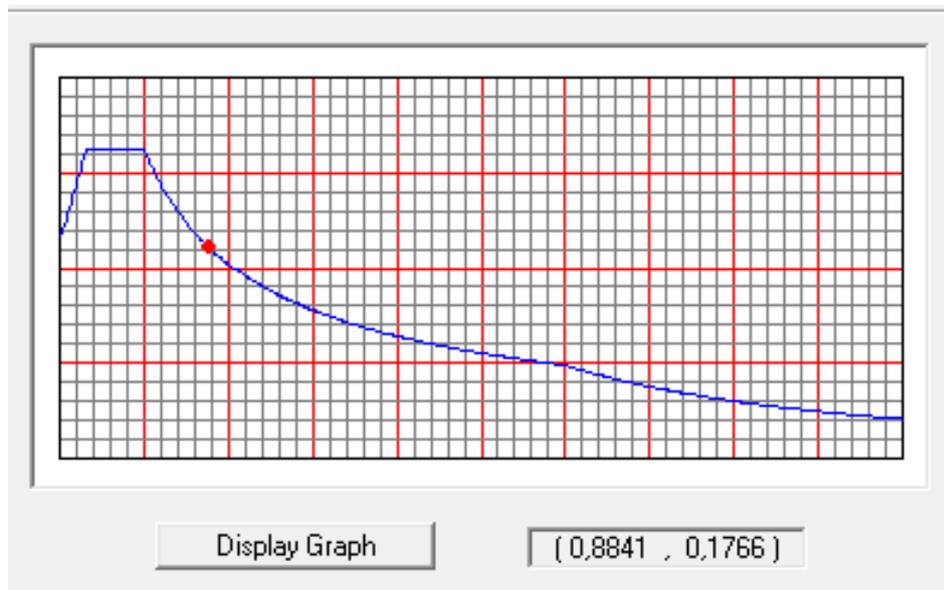


Figure V 2: Spectre de réponse.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

➤ **Coefficient d'accélération de zone « A »**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne « D »**

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

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

➤ **Pourcentage d'amortissement critique « ξ ».**

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 7\% \left\{ \begin{array}{l} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{array} \right.$$

Tableau V1 : Pourcentage d'amortissement critique

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

➤ **Le facteur de correction d'amortissement « η ».**

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \rightarrow \eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,882 \geq 0,7$$

➤ **La valeur de la période fondamentale « T »**

De la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

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

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$h_N = 18,98 \text{ m}$$

$$C_t = 0.050$$

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 18,98^{3/4} = 0,45$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

On à : Site 3 (meuble.) \Rightarrow Donc $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,50 \text{ sec}$.

On à : $0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,45 \leq 0,50$

$$D = 2,5\eta = 2,5 \times 0.881 = 2,20$$

➤ **Coefficient de comportement de la structure « R »**

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$.

(Tableau. 4.3 page28 RPA99/Version 2003)

➤ **Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q »**

$Q = 1 + \sum Pq = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20$.

(Tableau. 4. p30 RPA99/Version 2003)

V.7.Calcul des masses de la structure

La valeur **w** à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau de la structure.

$$W = \sum w_i \quad \text{avec } w_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : Charge d'exploitation.

➤ **Coefficient de pondération « β »**

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation cas des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.

$\beta = 0,2$ (Tableau. 4.5 page30.RPA99/Version 2003)

Le tableau suivant résume le poids en (KN) pour différents niveaux de bâtiment :

Avec : $S = 17,95 \times 14,15 = 253,99 \text{ m}^2$

Tableau V.2: Détermination des poids des différents niveaux $W(KN)$.

Éléments	Poids (KN)	R.D.C	1 ^{er}	2 ^{ème} -3 ^{ème}	4 ^{ème}	TERASSE
Acrotère	$G_a \times \sum l$	/	/	/	/	109,78
Plancher	$G \times S$	1356,98	1356,98	1356,98	1356,98	1645,85
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	543,6	346,8	265,51	195,07	97,53
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	259,20	259,20	266,25	266,70	266,70
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	206,11	206,11	209,37	198,45	198,45
Murs extérieurs	$0,8 \times G_m \times H_t \sum l$	596,04	359,36	359,36	359,36	179,68
Murs voiles	$e \times H_t \times \gamma_b \sum L$	377,02	244,02	247,75	251,49	125,24
Escaliers	$G_e \times S_e$	114,03	73,84	73,84	73,84	/
balcon	$G_b \times S_b$	103,43	103,43	103,43	103,43	103,43
Charge permanente	$\sum G_i$	3556,41	2949,74	2882,49	2805,32	2616,88
Charge d'exploitation	$P = Q \times S_t$	359,62	359,62	359,62	359,62	253,99
Poids total w_i	$G + \beta \times P$	3628,334	3021,664	2954,414	2877,244	2688,804
Poids totale de la structure	$\sum W_i$	18124,874				

$$\begin{aligned}
 W_6 &= 2688,804 \text{ KN} \\
 W_5 &= 2877,244 \text{ KN} \\
 W_4 &= 2954,414 \text{ KN} \\
 W_3 &= 2954,414 \text{ KN} \\
 W_2 &= 3021,664 \text{ KN} \\
 W_1 &= 3628,334 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

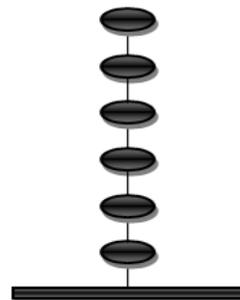


Figure V.3: Poids de chaque étage.

V.8.Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

V.8.1.Centre de gravité des masses

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

V.8.2.Centre de gravité des rigidités

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après :

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{iy} \cdot X_i}{I_{iy}} ; e_{ci} = \frac{\sum I_{ix} \cdot Y_i}{I_{ix}}$$

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y .

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

V.8.3.L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

➤ **L'excentricité Théorique:**

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivent x.

e_y : Excentricité théorique suivent y.

➤ **L'excentricité Accidentelle:** RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (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.

$$e_x^{RPA} = 5\% \times L_x = 0,05 \times 17,95 = 0,90m.$$

$$e_y^{RPA} = 5\% \times L_y = 0,05 \times 14,15 = 0,705m.$$

Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Tableau V.2 : Centre de rigidité et centre de masse de la structure

Niveau	Centre de masse [m]		Centre de rigidité [m]		Excentricité théorique [m]	
	$x_g(m)$	$y_g(m)$	$X_g(m)$	$Y_g(m)$	$X_g(m)$	$Y_g(m)$
RDC	8,800	6,569	8,800	6,934	0	0,365
1	8,800	6,491	8,800	6,955	0	0,464
2	8,800	6,478	8,800	6,975	0	0,497
3	8,800	6,465	8,800	6,992	0	0,527
4	8,800	6,454	8,800	7,006	0	0,552
5	8,800	6,287	8,800	7,016	0	0,729

V.9.Principe et positionnements des contreventements

Le système de contreventement de projet est assuré par le squelette du bâtiment (le tridimensionnel des poteaux et des poutres liés rigidement entre elles) en plus on des murs voiles en béton armé disposés le plus possible loin de centre de masse par symétrie.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant a la base.

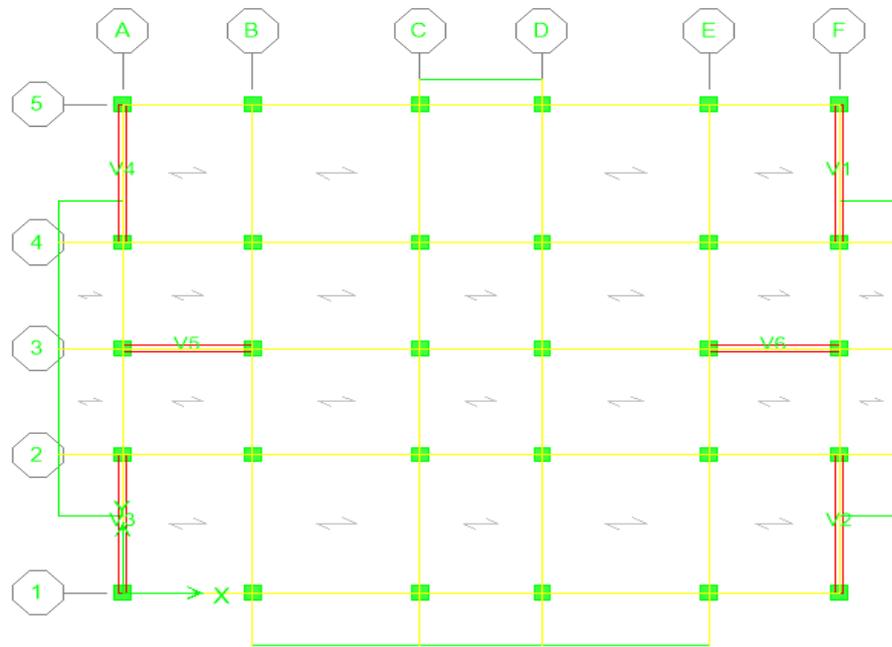


Figure V.4 : Contreventement de la structure

V.10.Calcul sismique

❖ Les trois premiers modes de vibration sont comme suit:

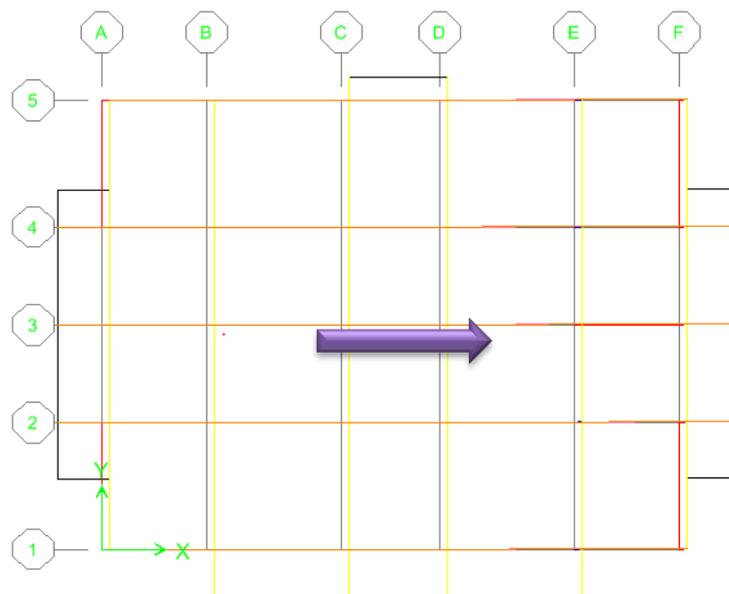


Figure 5 : 1^{er} Mode de déformation (translation suivant x)

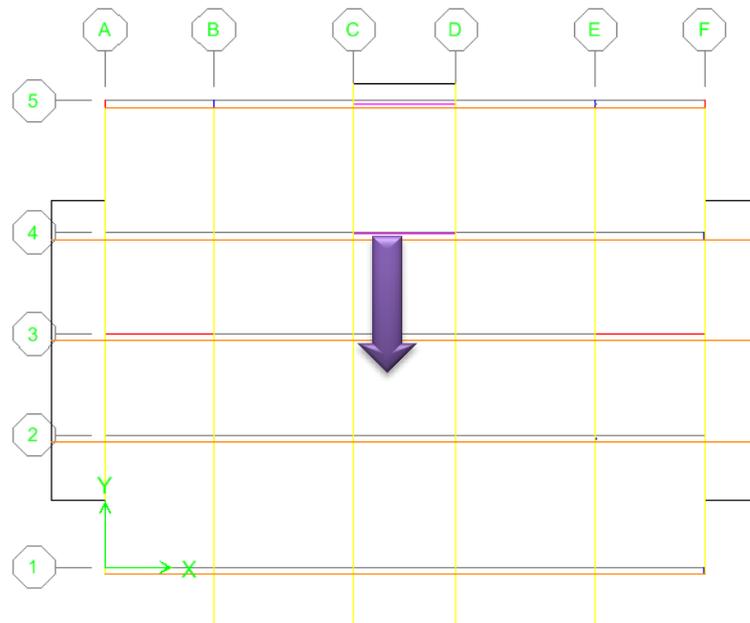


Figure 6 : 2^{ème} Mode de déformation (translation suivant y)

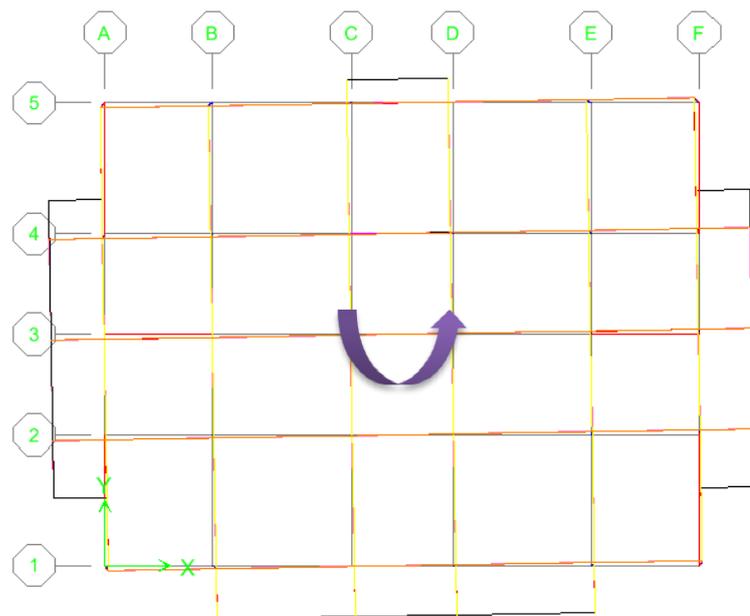


Figure 7 : 3^{ème} Mode de déformation (torsion)

❖ Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le tableau V.3 résume toutes les données des coefficients de participations massiques de tous les modes (les valeurs données par ETABS 9.7.4).

Tableau V.3 : Période et facteur de participation massique

Mode	Période	UX	UY	Somme UX	Somme UY
1	0,313286	73,2685	0,0000	73,2685	0
2	0,222555	0,0000	71,7345	73,2685	71,7345
3	0,205918	0,2768	0,0000	73,5453	71,7345
4	0,07837	18,9527	0,0000	92,498	71,7345
5	0,049131	0,0000	20,9863	92,498	92,7208
6	0,045827	0,0313	0,0000	92,5293	92,7208
7	0,034463	5,5344	0,0000	98,0637	92,7208
8	0,021383	0,0000	5,5582	98,0637	98,279
9	0,020717	1,5473	0,0000	99,611	98,279
10	0,020027	0,0017	0,0000	99,6127	98,279
11	0,01486	0,3368	0,0000	99,9494	98,279
12	0,013113	0,0000	1,4068	99,9494	99,6858

a- Sens longitudinal

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 92,49\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Sens transversal

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 92,72\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant

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

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base «Vt» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

$$\begin{cases} A = 0,15 \\ D = 2,20 \\ Q = 1,20 \\ W = 1812,501 \text{ t} \end{cases}$$

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V = \frac{0,15 \times 2,20 \times 1,20 \times 1812,5108}{4} \Rightarrow V = 186,91 \text{ t}$$

a. Sens longitudinal

$$V_x = 1759,17 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 1610,30 \text{ KN} = 1495,32 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Sens transversal

$$V_y = 1726,35 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 1610,30 \text{ KN} = 1495,32 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_K : Déplacement Horizontal

a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 4).

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K$$

Tableau V.4: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$	$\bar{\delta}_k = 0,01h_k$	$\Delta_k \leq \bar{\delta}_k$
	δ_x	δ_{ex}	δ_x	δ_{ex}				
5	0,0093	0,0372	0,0047	0,0188	0,0068	0,0036	0,0289	Vérifié
4	0,0076	0,0304	0,0038	0,0152	0,0072	0,0036	0,0289	Vérifié

3	0,0058	0,0232	0,0029	0,0116	0,0068	0,0036	0,0289	<i>Vérifié</i>
2	0,0041	0,0164	0,002	0,008	0,0068	0,0036	0,0289	<i>Vérifié</i>
1	0,0024	0,0096	0,0011	0,0044	0,0052	0,0024	0,0289	<i>Vérifié</i>
RDC	0,0011	0,0044	0,0005	0,002	0,0044	0,002	0,0453	<i>Vérifié</i>

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage 1,0% $h_e=0,0289$; donc la condition est vérifiée (l'article 5.10 du RPA 99/2003).

❖ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

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

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » :

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $1/1 - \theta_k$;

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Vérification à l'effet P-Δ.

niveau	Hauteur (m)	W _i (kn)	P _k (kn)	Sens x			Sens y		
				Δ _k	V _k	θ	Δ _k	V _k	θ
5 ^{eme}	2,89	2688,80	2688,8	0,0068	453	0,0139	0,0036	454,99	0,0073
4 ^{eme}	2,89	2877,24	5566,04	0,0072	889,66	0,0155	0,0036	889,77	0,0077
3 ^{eme}	2,89	2954,41	8520,45	0,0068	1223,7	0,0163	0,0036	1216,67	0,0087
2 ^{eme}	2,89	2954,41	11474,86	0,0068	1475,42	0,0182	0,0036	1458,27	0,0098
1 ^{er}	2,89	3021,66	14496,52	0,0052	1648,59	0,0158	0,0024	1622,22	0,0074
RDC	4,53	3628,33	18124,85	0,0044	1759,17	0,0100	0,002	1726,35	0,0046

$\theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants**VI.1. Introduction**

La stabilité et la résistance d'une structure vis-à-vis aux charges horizontales et verticales est assurée par ces éléments porteurs principaux (poteaux, poutres et voiles). Pour cela ces derniers doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations.

Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme **ETABS V.9.7.4** ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VI.2. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

VI.2.1.Poutres

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91) $1,35G + 1,5Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)] $0,8G \pm E$
 $G + Q \pm E$

VI.2.2.Poteaux

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91) $1,35G + 1,5Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)] $0,8G \pm E$
 $G + Q \pm E$

Avec :G : Charge permanente .

Q : Charge d'exploitation.

E : Effort sismique.

VI.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées par un moment, un effort tranchant et un effort normal, ce dernier ne sera pas pris en considération dans les calculs à cause de sa valeur négligeable par rapport aux autres sollicitations.

Sollicitation du 1^{er} genre : $Sp_1 = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitation du 2^{eme} genre : $Sp_2 = 0,8G \pm E$
 $Sp_2 = G + Q \pm E \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_1

Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_2 .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

▪ Pour une situation accidentelle : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$.

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$$

▪ Pour une situation courante : $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

VI.3.1. Calcul de la section des armatures

a) Etat limite ultime de résistance

➤ Armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- $A_{\min} = 0,5\% \times b \times h$ (en toute section)
- $A_{\max} = 4\% \times b \times h$ (en zone courte) .
- $A_{\max} = 6\% \times b \times h$ (en zone de recouvrement)
- La largeur minimale de recouvrement est de : $40 \varnothing$ (zone IIa)

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **D'après BAEL91 :**

- Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,30$
- Le pourcentage minimal d'armature : $A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h = 1.2$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA})$$

VI.3.2 .Vérification de l'effort tranchant :

- **Contrainte de cisaillement** : $\tau_u = \frac{Vu}{d \times b}$ Art /A-5.1.1

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

- **Contrainte admissible (fissuration est peu nuisible) :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5Mpa\right) \quad \text{Art/ A.5.1,211 BAEL91}$$

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\} \quad \text{Art/ A.7.2.2 BAEL91}$$

- **L'espacement des armatures transversales**

$$S \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \right\} \text{ en zone nodale} \quad \text{RPA /7.5.2.2}$$

$$S \leq \min \frac{h}{2} \text{ en zone courante} \quad \text{RPA /7.5.2.2}$$

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants

Tableau VI.1: Moments max des Poutres principales et secondaire

Etages	Type	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (KN.m)	T max(KN)
			M ₁	M ₂			
RDC a 2 ^{ème}	Pp	Travée	19,58	51,86	2,648	51,86	62,20
		Appuis	83,38	71,27	0,854	83,38	

étages	Ps	Travée	28,95	41,51	1,433	41,51	72,02
		Appuis	51,61	55,22	1,069	51,61	
3 ^{ème} a 5 ^{ème} Etages	Pp	Travée	25,07	51,08	2,037	51,08	62,30
		Appuis	84,94	75,66	0,890	84,94	
	Ps	Travée	37,09	44,81	1,208	44,81	77,15
		Appuis	53,51	60,03	1,121	53,51	

VI.4.Exemple de calcul (Poutre principale RDC a 2^{ème})

➤ Poutre principale 30x40

VI.4.1. Ferraillage longitudinal

- Armatures longitudinales

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00cm^2} \quad (\text{sur toute la section})$$

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48cm^2} \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{\max 2} = 6\% (b \times h) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72cm^2} \quad (\text{zone de recouvrement})$$

Le calcul du ferraillage est en flexion simple :

➤ Données :

Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.

Hauteur de la section $ht = 40\text{cm}$.

Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times ht = 36\text{cm}$

$f_e = 400\text{MPa}$

Fissuration non préjudiciable $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{Mpa}$$

➤ **Ferraillage on travées :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1}=19,58KN.m$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2}=51,86KN.m$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 2,64 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$Mt = 51,86KN.m$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_c 28}{\gamma_b} = 18,48Mpa$$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{51,86 \times 10^6}{18,48 \times 360^2 \times 300} = 0,072$$

$$\mu = 0,072 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times \mu}}{2} = 0,96 \quad \beta = 0,96$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{51,86 \times 10^6}{0,96 \times 360 \times 400} = 3,75cm^2$$

$$A_{cal} = 3,75 > A_{min} = 1,30 cm^2$$

➤ **Ferraillage on appuis:**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1}=83,38KN.m$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2}=71,26 KN.m$$

$$\frac{M_{asp2}}{M_{asp1}} = 0,85 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$M_a = 83,38 KN.m$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_c 28}{\gamma_b} = 18,48Mpa$$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{83,38 \times 10^6}{18,48 \times 360^2 \times 300} = 0,11$$

$$\mu = 0,11 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times \mu}}{2} = 0,94$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{83,38 \times 10^6}{0,94 \times 360 \times 400} = 6,15 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Tableau.VI.2: ferrailage des poutres principales et secondaires

Etage	Type	Position	Moment	As calculé	As min (RPA)	Amin (BAEL)	Choix	As
RDC a 2^{eme} étages	PP	Travée	51,86	3,75	6	1,2	3T14fil+2T12	6.88
		Appuis	83,38	6,15			3T14fil+3T12	8.01
	PS	Travée	41,51	3,50	5.25	1,05	3T12+2T12	5,65
		Appuis	51,61	4,31			3T12fil+3T12	6.78
3^{eme} a 5^{eme} étages	PP	Travée	51,08	3,69	6	1,2	3T14+2T12	6,88
		Appuis	84,94	6,27			3T14fil+2T12	6.88
	PS	Travée	44,81	3,74	5.25	1,05	3T12+2T12	5,65
		Appuis	53,51	4,51			3T12fil+3T12	6.78

➤ **Vérification nécessaire pour les poutres**

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{nin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_t 28}{f_e} = A_{nin} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

A adoptée > A_{min}.....condition vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{62,20 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,57 \text{ Mpa}$$

❖ **Fissuration non préjudiciable on a :**

$$\overline{\tau_u} = \min (0.2 \times f_{ct} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa}) = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,57 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 4.35 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

(Donc pas de risque de cisaillement).

VI.4.2. Calcul les armatures transversales

Diamètres des armatures transversales doivent vérifiées :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,42; 30 ; 12)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (36 ; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm} \end{array} \right.$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

Zone courante : $St \leq h/2 = 20 \text{ cm}$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12 \varphi) = 10 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

Zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

❖ **Section des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,57 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30 \cdot 1}{0,9 \cdot 1 \cdot 400} = 0,06 \text{ cm} \dots\dots (1)$$

❖ Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\left(\frac{A_t}{s_t} \right) \geq \frac{0,4 \times b}{f_e} = \frac{0,3 \times 30}{400} = 0,02 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{A_t}{s_t} \right) \geq 0,02 \text{ cm}$, on prend $s_t = 10 \text{ cm}$

$$D'où \quad A_t \geq 0,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ s_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.4.3. Vérification à l'E.L.S

➤ Sur appuis

Moment service	M_{ser}	45,08 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{8,01}{30} = 4 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 4 \times 36 = 288 \text{ cm}^2$ $Y = -4 + \sqrt{4^2 + 288} = 13,43 \text{ cm}$	13,43cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	85266,03cm ⁴

Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,52Mpa
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y \quad \sigma_b = 0,52 \times 13,43 = 6,98$	6,98 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,52(36 - 13,43)$	168,24MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	6,98 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	168,24 < 202

➤ **Sur travée**

Moment service	M_{ser}	14,20 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,88}{30} = 3,44cm$ $E = 2.D.d = 2 \times 3,44 \times 36 = 247,68cm^2$ $Y = -3,44 + \sqrt{3,44^2 + 247,68} = 12,79$	12,79cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	76516,66cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,18Mpa
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	2,30 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	62,66MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2,30 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$	62,66 < 202

VI.4.4. Vérification de la flèche :

$M_{tmax} = 14,20 \text{ KN.m}$; $M_0 = 45,08 \text{ KN.M}$; $A_s = 6,88 \text{ cm}^2$ (à l'ELS)

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \quad \Rightarrow 0,0975 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \quad \Rightarrow 0,0975 > 0,0361 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \quad \Rightarrow 0,0063 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferraillage des poutres principales et les chaînages et regroupe dans les tableaux suivantes

Tableau VI.3: ferraillage des poutres principales

Niveaux	En appuis	En travée
RDC a 2 ^{eme} étages		
3 ^{eme} a 5 ^{eme} étages		

Tableau VI.4: ferraillage des poutres secondaire.

Niveaux	En appuis	En travée
RDC a 2 ^{ème} étages		
3 ^{ème} a 5 ^{ème} étages		

VI.5.Poteaux

Les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

VI.5.1.Les combinaisons de calcul

-1^{er} Genre : $1,35G+1,5Q$ (N_{max} ; $M_{corresp}$) \longrightarrow A1

-2^{ème} Genre: $0,8G \pm E$ (N_{min} ; $M_{corresp}$) \longrightarrow A2

$G+Q \pm 1,2E$ (M_{max} ; $N_{corresp}$) \longrightarrow A3

Avec : G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

- Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$$

- Pour situation courante : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003)

D’après le RPA99/V. 2003 (Art 7.4.2 page 62), Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

- -Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,8%** (zone IIa)
- -Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.
- -Le diamètre minimal est de **12 mm**
- -La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa)
- -La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.
- -Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l’extérieur des zones nodales.

Tableau VI.5 : Les sections d’armatures des poteaux.

Poteaux	$A_{\min} = 0,8\% \times S$	$A_{\max 1} = 4\% \times S$	$A_{\max 2} = 6\% \times S$
$(40 \times 40) \text{ cm}^2$	12,8	64	96
$(35 \times 35) \text{ cm}^2$	9,8	49	73,5
$(30 \times 30) \text{ cm}^2$	7,20	36,00	54,00

Tableau VI.1: Les sollicitations défavorables du 1^{er} et 2^e genre.

Etage	Section cm^2	1,35G + 1.5Q		0,8G ± E		G + Q ± E	
		N _{max} kN	M _{corr} kN.m	N _{min} kN	M _{corr} kN.m	M _{max} kN.m	N _{corr} kN
Rdc→1 ^{er}	(40×40)	1350,75	8,39	725,32	5,08	54,53	573,12
2 ^{ème} → 3 ^{ème}	(35×35)	877,44	23,015	136,79	13,874	52,917	328,75
4 ^{ème} → 5 ^{ème}	(30×30)	419,7	22,269	18,65	16,752	40,271	94,34

VI.6.Exemple de calcul : Poteau (40x40) cm²(RDC et 1^{er})

a) Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

Les résultats des sollicitations donnés par ETABS :

$$N_{\max} = 1350,75 ; M_{\text{corr}} = 8,39\text{kN.m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = 0,0062\text{m} = 0,62\text{cm}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 1350,75 \left(0,9 \times 0,4 - \frac{0,4}{2} + 0,0062 \right) = 224,49\text{kN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \cdot b \cdot h \rightarrow N_u = 1350,75\text{kN} < 1836,432\text{kN} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514N_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d} \right) \rightarrow M_u = 224,49\text{kN.m} < 320,81\text{kN.m} \end{cases} \quad \text{Condition vérifié}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

b) Combinaison de 2^{ème} genre (0,8G±E):

$$N_{\min} = 725,32 \text{ kN} ; ; M_{\text{correspondant}} = 5,08 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = 0,0070\text{m} = 1,19\text{cm}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 725,32 \left(0,9 \times 0,4 - \frac{0,4}{2} + 0,0070 \right) = 121,13\text{kN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81\sigma_{bc} \cdot b \cdot h \rightarrow N_u = 725,32\text{kN} < 2397,6\text{kN} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514N_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d} \right) \rightarrow M_u = 121,13 \text{ kN.m} < 224,53\text{kN.m} \end{cases} \quad \text{Condition vérifié}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

c) Combinaison de 2^{ème} genre (G+Q±E):

$$M_{\max} = 54,53 \text{ kN.m} ; N_{\text{correspondant}} = 573,12 \text{ kN}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = 0,095 \text{ m}$$

$$M_U = N_U \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 573,12 \left(0,9 \times 0,4 - \frac{0,4}{2} + 0,095 \right) = 146,14 \text{ kN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \sigma_{bc} \cdot b \cdot h \rightarrow N_u = 573,12 \text{ kN} < 2397,6 \text{ kN} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 N_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d} \right) \rightarrow M_u = 146,14 \text{ kN.m} < 183,48 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{C.V} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=0$).

Donc la section est partiellement comprimée.

VI.6.1. Calcul du ferrailage:

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{54,53 \times 10^6}{18,48 \times 400 \times 360^2} = 0,056$$

$$\mu = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{54,53 \times 10^6}{400 \times 0,97 \times 360} = 3,90 \text{ cm}^2$$

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99/ V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1; A_2; A_3; A_{\text{minRPA}}) = 12,8 \text{ cm}^2$$

Pour une section de béton (40x40) cm²

$$A_{\text{minRPA}} = 12,8 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T16+4T14=14,2\text{cm}^2$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_{\max} = 38,82\text{kN}$$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{38,82}{0,4 \times 0,36} = 269,58 \text{ kN/m}^2 = 0,26958\text{MPa}$$

Contrainte tangent admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,26958 < \tau_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y' à pas de risque de cisaillement.

❖ **Calcul des armatures transversales**

• **Diamètre des armatures transversales**

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Selon RPA99/V. 2003(Article 7.4.2.2) Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul ;
- h_1 : hauteur totale de la section brute ;
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élanacement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

• **Calcul de l'espacement**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.
- En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 18 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

• **Calcul de l'élançement géométrique λ_g :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7(4,53 - 0,40) = 2,89\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{0,7L_0}{b} = 7,22$$

$$\lambda_g = 7,22 > 5 \quad \text{Donc } \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} S_t = \frac{2,5 \times 38,82 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} \times 15 = 0,90\text{cm}^2$$

• **La quantité d'armatures transversales minimale**

$\frac{A_t}{S_t b}$ en % est donnée comme

$$\lambda_g = 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 7,22 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01cm²**

• **Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

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

➤ Zone courante :

$$\frac{2,01 \times 400}{400 \times 15} = 1,34 \text{MPa} \geq \max(0,26958 \text{MPa}; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Zone nodale :

$$\frac{2,01 \times 400}{400 \times 10} = 2,01 \text{MPa} \geq \max(0,16208 \text{MPa}; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI.7: récapitulatif du ferraillage des poteaux.

Etages	Section cm ²	Efforts	Valeur en KN ; KN.m	As (calculer) (cm ²)	As (min) (cm ²)	Choix	As (cm ²)
(RDC → 1 ^{er} étage)	(40×40)	N _{max}	1350,75	0,67	12,80	4T16+4T14	14,20
		M _{corr}	8,39				
		N _{min}	725,32	0,35			
		M _{corr}	5,08				
		M _{max}	54,53	3,90			
		N _{corr}	573,12				
(2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage)	(35×35)	N _{max}	877,44	2,54	9,80	8T14	12,32
		M _{corr}	23,015				
		N _{min}	136,79	1,12			
		M _{corr}	13,874				
		M _{max}	52,917	4,42			
		N _{corr}	328,75				
(4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage)	(30×30)	N _{max}	419,7	2,46	7,20	4T14+4T12	10,68
		M _{corr}	22,269				
		N _{min}	18,6	1,59			
		M _{corr}	16,752				
		M _{max}	40,271	3,39			
		N _{corr}	94,34				

Tableau VI.8: ferrailages des sections des poteaux.

(RDC et 1 ^{er} étage)	(2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage)	(4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage)

VI.7. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa moyenne sismicité).

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures s dans les voiles élancés, par les modes suivants:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton

VI.7.1.Principe de calcul du voile

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable Selon les combinaisons suivantes :

- $0.8 G \pm E$ (vérification du béton)
- $G + Q \pm E$ (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversale

VI.7.2. Les recommandations du RPA99**VI.7.2.1. Armatures verticales**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferraillage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

VI.7.2.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

VI.7.2.3. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

VI.7.2.4. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 v_f A_{vc} \quad \text{Avec : } v = 1.4 v_u$$

VI.7.3. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire,

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\overline{\sigma_b}}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

3^{ème} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.7.4. Calcul ferrailage des voiles

VI.7.4.1. Exemple de calcul VoileV1(RDC):

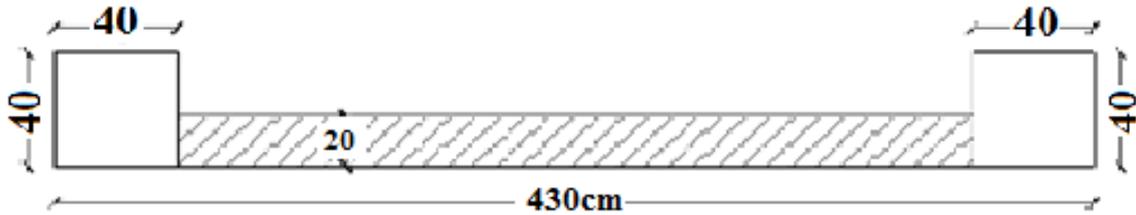


Figure VI.1: Vue en plan du voile plein en U

VI.7.4.1.1. Détermination des contraintes

a) Vérification de la contrainte de compression sous: (G+Q±E)

$A = 1,02\text{m}^2$

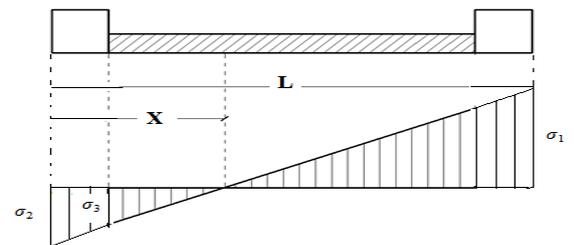
$I = 1,9357\text{m}^4$

$V = 2,15\text{m}$

$N = 2147,49 \text{ KN}$

$M = 5385,514\text{KN.m}$

$T = 497,87\text{KN}$



$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2147,49 \times 10^{-3}}{1,02} + \frac{5389,577 \times 2,15 \cdot 10^{-3}}{1,9357} = 8,09\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2147,49 \times 10^{-3}}{1,02} - \frac{5389,577 \times 2,15 \cdot 10^{-3}}{1,9357} = -3,88 \text{ MPa}$$

$\sigma_1=8,09\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b =18.48\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$

$\sigma_2=-3,88\text{Mpa} < \bar{\sigma}_b =18.48\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$

b) Calcul des armatures verticales (0,8G ± E)

$$N = 1653,79 \text{ KN}$$

$$M = 5306,867 \text{ KN.m}$$

$$T = 490,86 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1653,97 \times 10^{-3}}{1,02} + \frac{5306,867 \times 2,15 \cdot 10^{-3}}{1,9357} = 7,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1653,97 \times 10^{-3}}{1,02} - \frac{5306,867 \times 2,15 \cdot 10^{-3}}{1,9357} = -4,27 \text{ MPa}$$

On a (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

c) Calcul de la longueur tendue

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L$$

$$\Rightarrow X = \frac{4,27}{7,51 + 4,27} \times 4,30$$

$$\Rightarrow X = 1,55 \text{ m}$$

VI.7.4.1.2. Ferraillage :

• **Effort de traction :**

$$F = |\sigma_2| \times a \times \frac{X}{2} = 4,27 \times 10^6 \times 0,20 \times \frac{1,55}{2} = 661850 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{661850}{400} \times 10^{-2} = 16,54 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{16,54 \times 100}{155} = 10,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times V}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 490,58 \times 10}{400} = 18,88 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{18,88 \times 100}{418} = 4,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_v = 16,54 + 18,88 = 35,42 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal d'armature :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot L_T$$

D'où : L_T c'est la longueur tendue

$$A_{\min} = 0,0020 \times 20 \times 155 = 6,2 \text{ cm}^2$$

Dans la zone tendue : $A = \max (A_{cal}; A_{\min}^{RPA})$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

- **Le diamètre**

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)} \quad D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : **D= 12 mm**

• **L'espacement**

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 , 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Donc : $St \leq \min \{St^{BAEL} ; St^{RPA} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte : **S_t=20 cm** (zone courante)

• **Choix d'aciers verticaux :**

On adopte deux nappes en **2(10T 12) soit As = 22,62cm²**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$, D'où : $\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$

Avec :

V_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, **$h=418\text{cm}$**

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 490,58 \times 10}{20 \times 418 \times 0,9} = 0,91 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,91 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

• **Calcul des armatures horizontales :**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3(N_u / B)}{f_{c28}} \text{ En flexion composée où } N > 0 \text{ (compression)}$$

B : section du béton

$$K = 1 + \frac{3(165397 \times 10^3 / 20 \times 418 \times 10^2)}{25} = 1,24$$

$$\text{Donc : } \frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(0,91 - 0,3 \times 2,1 \times 1,24) 20}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,0080 \text{ cm}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025 f_{c28}$

$$\tau_b = 0,91 \text{ Mpa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa}$$

$$A_t = 0,0025 (b \times S) = 0,0025 \times 20 \times 100 = 5,00 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T12** de hauteur (**$A_s = 5,65 \text{ cm}^2$**) avec un espacement de **20cm**

$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,28 \text{ cm} \geq 0,0080 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.7.4.1.3.Choix d'armature:

- **Les poteaux :**

$$4T16+4T14=14.2\text{cm}^2$$

- **Les armatures verticales :**

On adopte deux nappes en 2(10 T 12) soit $A_s = 22,62 \text{ cm}^2$

- **Les armatures horizontales:**

On adopte deux nappes en 2(5 T 12) soit $A_s = 11,3 \text{ cm}^2$

VI.7.4.1.4. Calcul des armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre(4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton

On prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

Disposition des armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

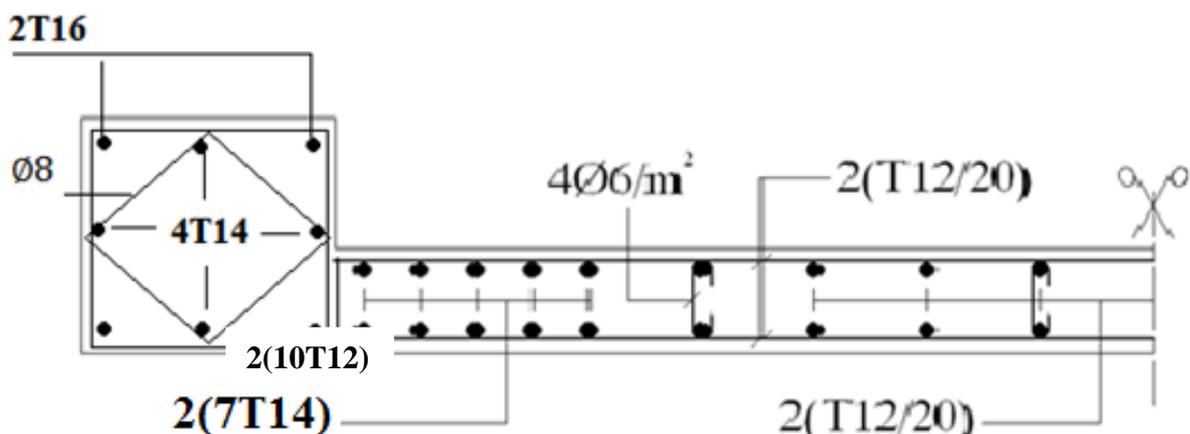


Figure VI.2: Disposition des armatures du voile

Tableau VI.9: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles

Voile	comb	(KN.m) ; (KN)		σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	X (m)	Fx (KN)	Av (Cm ²)	Av _j (Cm ²)	Ah (Cm ²)
		M	N							
V _{1,2} et V _{3,4}	G+Q+E	M	5389,577	8,09	-3,88	/	/	/	/	/
		N	2147,87							
	0,8G+E	M	5306,867	7,51	-4,27	1,55	661,850	16,54	18,88	5,00
		N	1653,97							
V _{5,6}	G+Q+E	M	6580,278	12,03	-7,88	/	/	/	/	/
		N	1828,88							
	0,8G+E	M	6576,53	11,42	-8,48	1,42	1204,16	22,62	7,30	5,00
		N	1293,17							



CHAPITRE
VII

ETUDE DE
L' INFRASTRUCTURE

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction

Les fondations d'une construction sont les parties à la base d'un ouvrage, et qui sont ainsi en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent une des parties essentielles de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Il est important donc pour déterminer les dimensions de l'infrastructure de connaître d'une part la charge totale de l'ouvrage entièrement achevé, et d'autre part de mettre en exergue la force portante du sol. Celle-ci est déterminée à travers une étude géotechnique.

Dans ce cadre l'étude géotechnique effectuée au terrain recevant notre projet indique une contrainte admissible du sol de 2,00 bars à un ancrage de 1,5m.

- Pour qu'il n'y aura plus de chevauchement entre les fondations, il faut que les éléments d'infrastructure soient espacés au minimum d'une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit.

- Vérification à l'E.L.S : $N_{ser} = G+Q$.

- Dimensionnement Ferrailage à l'E.L.U: $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$.

VII.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.3. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges, surcharges et la résistance du terrain, a savoir

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VII.4. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Avec : N: l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS 9.7.4.

S: surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

VII.5. Calcule de la semelle isolée

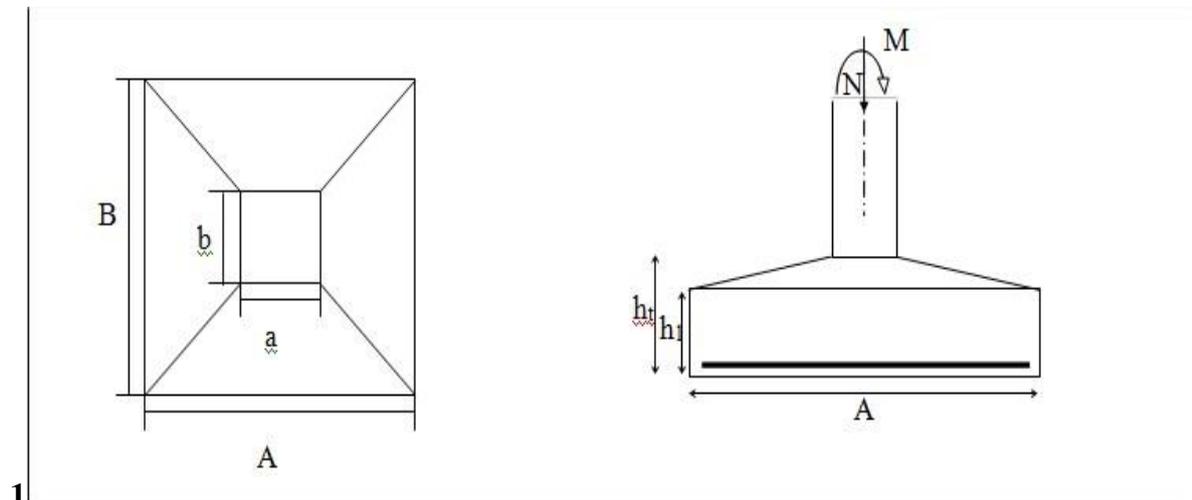


Figure VII.1: Schéma d'une semelle isolée.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

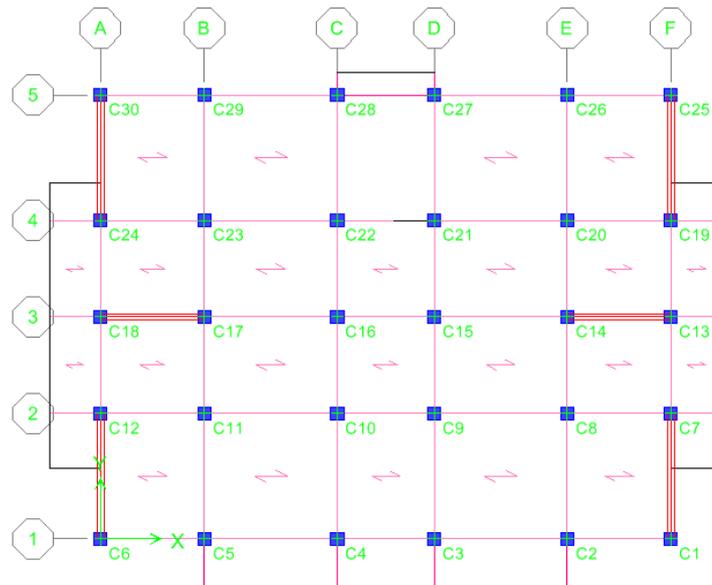


Figure VII.2 : Disposition des poteaux.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

ELS: $N_s = 982,72\text{KN}$; $M_s = 6,12\text{ KN.m}$

ELU: $N_u = 1350,75\text{ KN}$; $M_u = 8,39\text{ KN.m}$

VI.5.1. Pré dimensionnement

Les poteaux de notre structure sont à la base ($a \times b$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

$$N_s = 982,72\text{ KN} \quad , \quad \overline{\sigma_{sol}} = 200\text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{982,72}{200}} \quad \text{AN : } B \geq 2,22\text{m}$$

- Condition d'homothétie

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \quad \Rightarrow A = B \quad (\text{Semelle carrée})$$

Donc on choisie une semelle de $(2,25 \times 2,25)\text{ cm}^2$

- Détermination de d et ht

$$\begin{aligned} \Rightarrow 2,25 - 0,40 &\geq d \geq \frac{2,25 - 0,40}{4} \\ A - a &\geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1,85\text{m} \geq d \geq 0,46\text{m} \\ \Rightarrow d &= 0,50\text{m} \end{aligned}$$

$$D'ou : ht = d + c \quad \Rightarrow ht = 0,50 + 0,05 = 0,55m \Rightarrow ht = 55cm$$

Vérification des conditions de stabilité :

D'après le BAEL 91, on a :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{6,12}{982,72} = 0,006m$$

$$e_0 = 0,006 \leq \frac{B}{6} = \frac{2,25}{6} = 0,375m \dots\dots\dots cv$$

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

$$e_0 = 0,006 \leq \frac{B}{4} = \frac{2,25}{4} = 0,562m \dots\dots\dots cv$$

Vérification des conditions de rigidité :

$$\sigma_M = (1 + \frac{6e_0}{B}) \frac{N_s}{A.B} = 197,22KN / m^2$$

$$\sigma_m = (1 - \frac{6e_0}{B}) \frac{N_s}{A.B} = 191,01KN / m^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 195,66KN / m^2$$

$$\sigma_{moy} = 195,66KN / m^2 \leq \sigma_{sol} = 200KN / m^2$$

VII.5.2. Calcul du ferrailage :

Poids propre de la semelle = $0,55 \cdot (2,25)^2 \cdot 25 = 69,60KN$

Donc : $N_s = 982,72 + 69,60 = 1052,32KN$

$N_U = 1350,75 + 1,35 \cdot 69,60 = 1444,71KN$

$$e_{s0} = 0,006 \leq \frac{B}{6} = \frac{2,25}{6} = 0,375$$

$$e_{u0} = 0,006 \leq \frac{B}{6} = \frac{2,25}{6} = 0,375$$

$$e_0 = 0,006 \leq \frac{B}{24} = \frac{2,25}{24} = 0,095$$

• **ELU**

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{Mpa}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tous au long de la semelle, on utilise :

$$N'_U = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 1456,26 \text{KN}$$

$$A_{Xst} = A_{Yst} = \frac{N'_U (A - a)}{8.d.\sigma_{st}} = 19,35 \text{cm}^2$$

• **ELS :**

Fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\eta = 1,6$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 202 \text{MPa}$$

$$N'_S = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_S = 1060,73 \text{KN}$$

$$A_{Xst} = A_{Yst} = \frac{N'_S (A - a)}{8.d.\sigma_{st}} = 24,28 \text{cm}^2$$

On prend le même ferrailage dans les deux sens de la semelle

$$A_U = 19,35 \text{cm}^2 \leq A_S = 24,28 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow A_{st} = 14T16 = 28,14 \text{cm}^2$$

Espacement

$$e \geq \max(15 \text{cm}, 6\phi + 6 \text{cm})$$

$$e \geq 15 \text{cm}$$

Donc on prend : e=15cm

VII.5.3. Resume des résultats des semelles :

Tableau VII.2: récapitulation des résultats des semelles

	A*B (m ²)	d (cm)	ht (cm)	e (cm)	A _{st} calculé	A _{st} (cm ²)
Semelle De rive	1,75*1,75	0,35	0,40	20	15,18	8T16=16,08
Semelle centrale	2,25*2,25	0,50	0,55	15	24,28	14T16=28,15

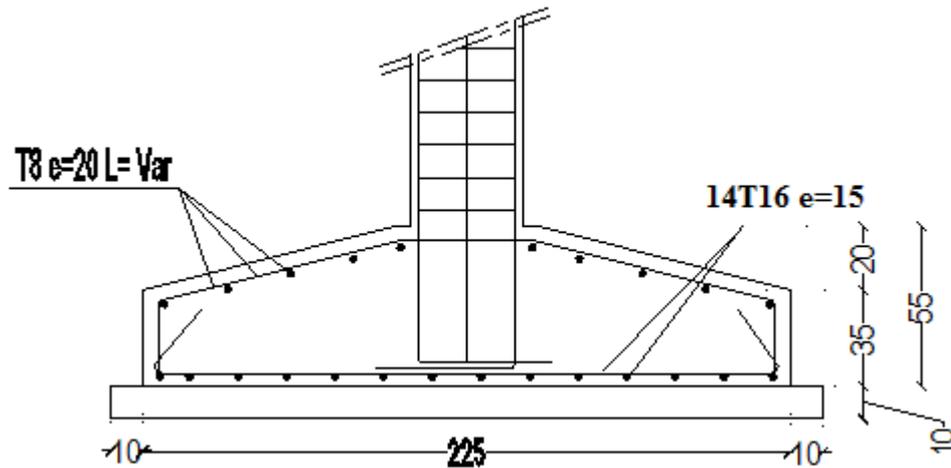


Figure VII.3: Ferrailage de la semelle isolée

VII.5.4. Vérification au poinçonnement :

D'après BAEL 91, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times f_c \times 28 \quad (\text{C.B.A art A.5.2.4.3})$$

N_u : charge de calcul à l'ELU

u_c : périmètre de contour cisailé

Avec : h=0,55m ;

$$u_c = [(a+h+b+h) \times 2] = [(a+h) \times 4] = 3,8\text{m}$$

$$N_u = N_{u0} \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) \quad \text{et } N_{u0} : \text{Effort maximal}$$

$$N_{u0} = 1350,75\text{KN}$$

$$S_0 = (a+h) (b+h) = 0,90 \text{ m}^2$$

$$St=A*B= 5,06 \text{ m}^2$$

$$Nu \leq 0,045 \times h \times f_c = 2,35 \text{ MN}$$

$$Nu = 1,11 \text{ MN} < 2,35 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

VII.6. Etude des longrines

La longrine est une poutre en béton armée relié les semelles entre elles, elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

IV.6.1.Prédimensionnement

Pour un sol de fondation de catégorie (S3), les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte : (b x h) = (30 x 30) cm.

IV.6.2.Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KN}$$

Avec : N: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : $\alpha = 12$ (Zone IIa ; Site S3) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

IV.6.3. Ferrailage

Les armatures longitudinales sont données par :

$$N = 1350,75 \text{KN} ; \quad \alpha = 12$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = 112,56 \text{kN} \geq 20 \text{kN}$$

La dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

Pour site S3 : $(25 \times 30)\text{cm}^2$

On va prend : $(30 \times 30)\text{cm}^2$

VII.6.3.1.Calcul du ferrailage longitudinal

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{112,56 \times 10}{348} = 3,24\text{cm}^2$$

D'après le RPA 99 version2003, la section minimal est de :

$$A_{\min} = 0,6\% \times b \times h = 5,4\text{cm}^2$$

On choisit : **6T12** de section **6,79cm²**

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} \geq b \cdot h \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{300 \times 250 \times 2,1}{400} = 393,75\text{mm}^2 = 3,93\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 6,79\text{cm}^2 > 3,93\text{cm}^2$$

Condition vérifié

VII.6.3.2.Calcul du ferrailage transversal

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, Le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A^t = 4\emptyset_6 = 1,13\text{cm}^2$

Espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version2003 on a :

$$S_t \leq \min(15\emptyset_1; 20\text{cm})$$

$$\min(15 \times 1,2; 20\text{cm})$$

On prend : **S_t = 15cm**

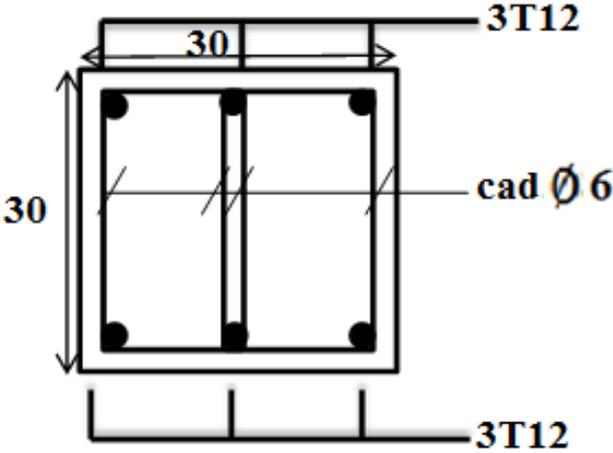
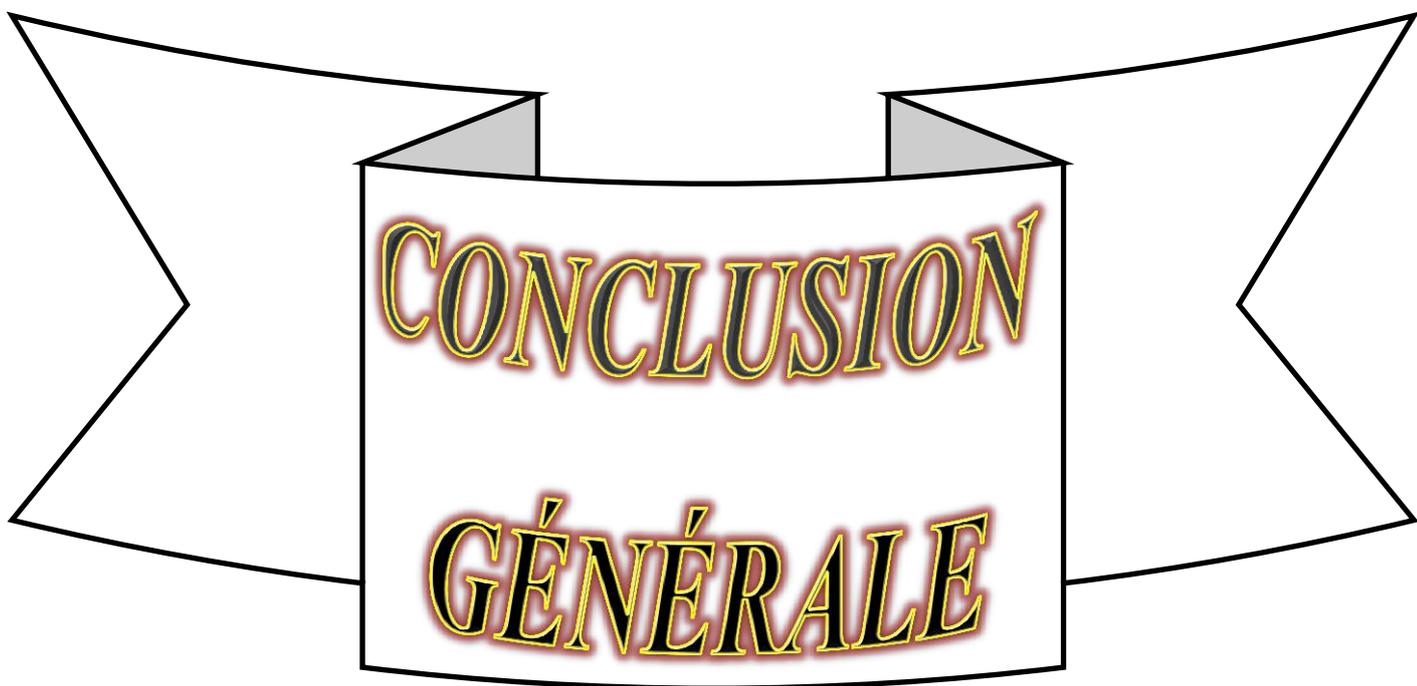


Figure VII.4 : Ferrailage de la longrine.



CONCLUSION

GÉNÉRALE

Conclusion Générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le logiciel « Etabs 9.7.4 » pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir :

Aspect sécuritaire : les deux solutions ont eu comme but d'assurer un niveau de sécurité adéquat aux nouvelles sollicitations générées par l'action sismique définie selon les deux règlements adoptés par chaque solution (**RPA99, RPA99-V. 2003**)

Aspect économique : qui s'impose comme un critère majeur pour la détermination de la solution envisagée et par la suite du niveau de service à atteindre.

Nous concluons que l'objectif principal de cette étude et de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers a travers les cas étudiés dans sa mémoire, qui ont fournie des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature , en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver a une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un Niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Références Bibliographiques

LES REGLEMENT

- •Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- •Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- •Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- D.T.R.B.C.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.

LES LOGICIELS :

- Word 2010
- Excel 2010
- Logiciel de calcul de structure: ETABS 9,7.4
- Logiciel de dessin: AUTO CAD 2013

Les Mémoires

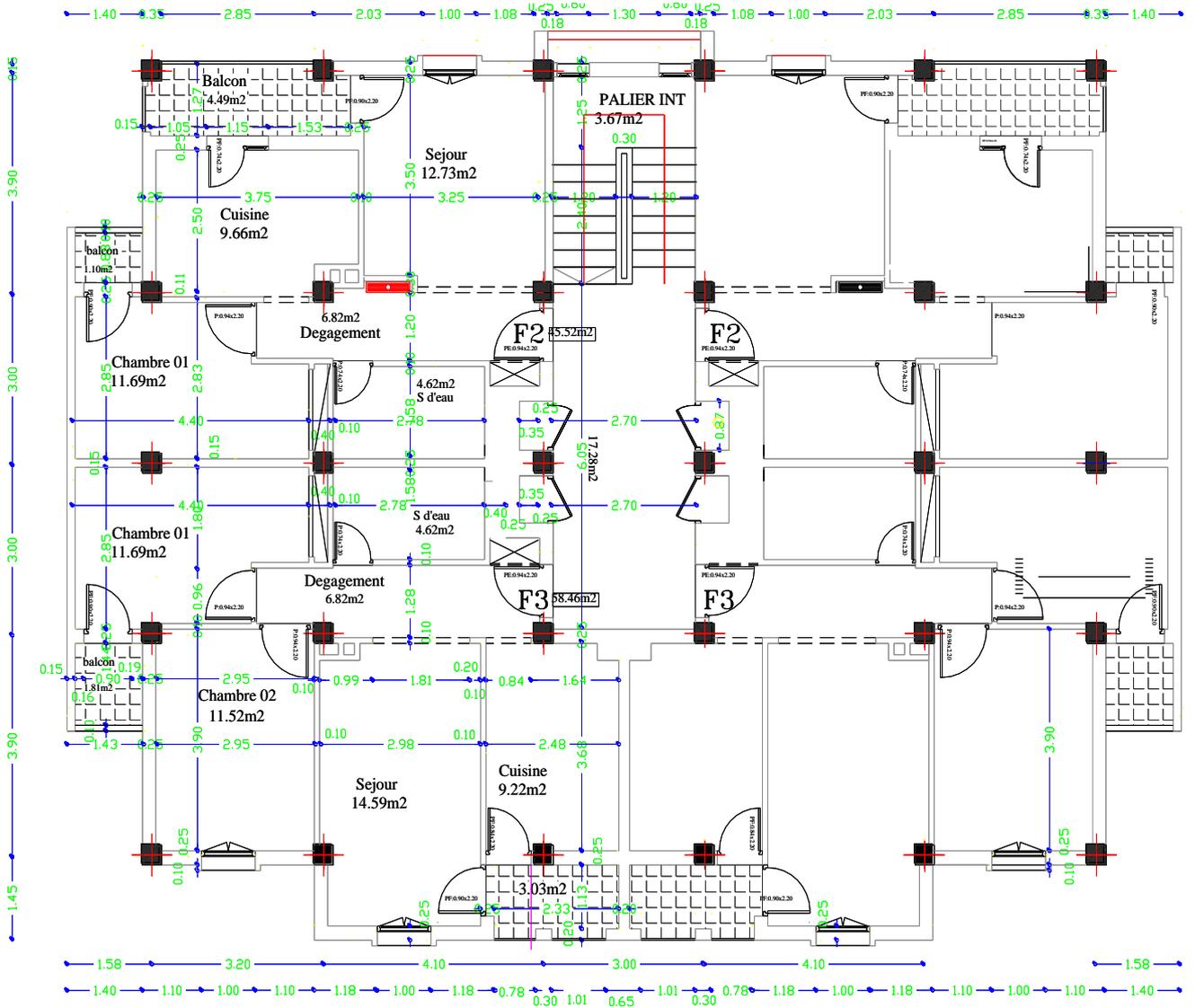
- Etude d'un bâtiment en r+8 à usage d'habitation implante à constantine

(SELLAMI Rochdi) UNIVERSITE MOHAMED KHIDER - BISKRA.

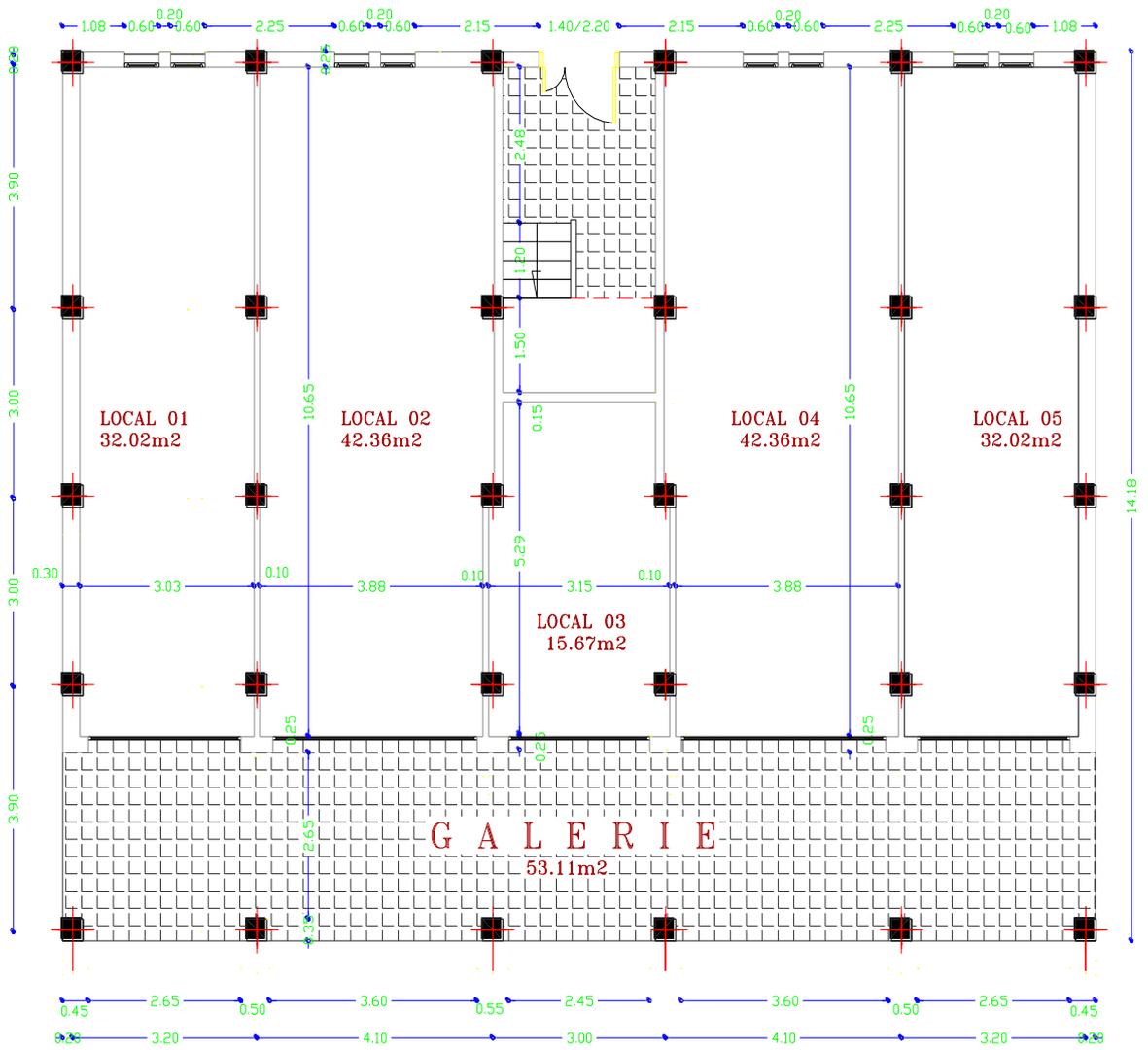
- Etude d'un bâtiment (R+5) a usage d'habitation Selon les règles parassismique algérienne

(Oukaci lamia ,Chaouche kheira) UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT.

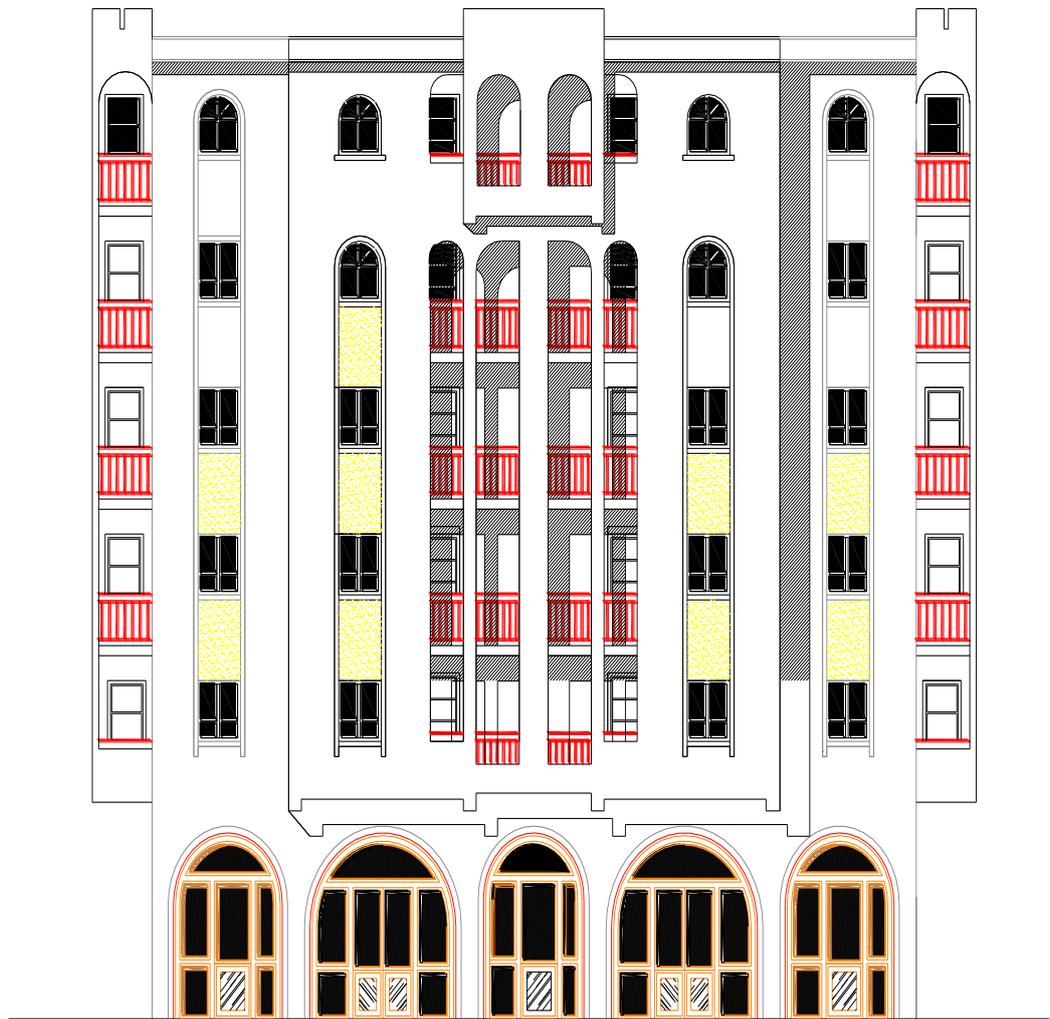
ANNEXES



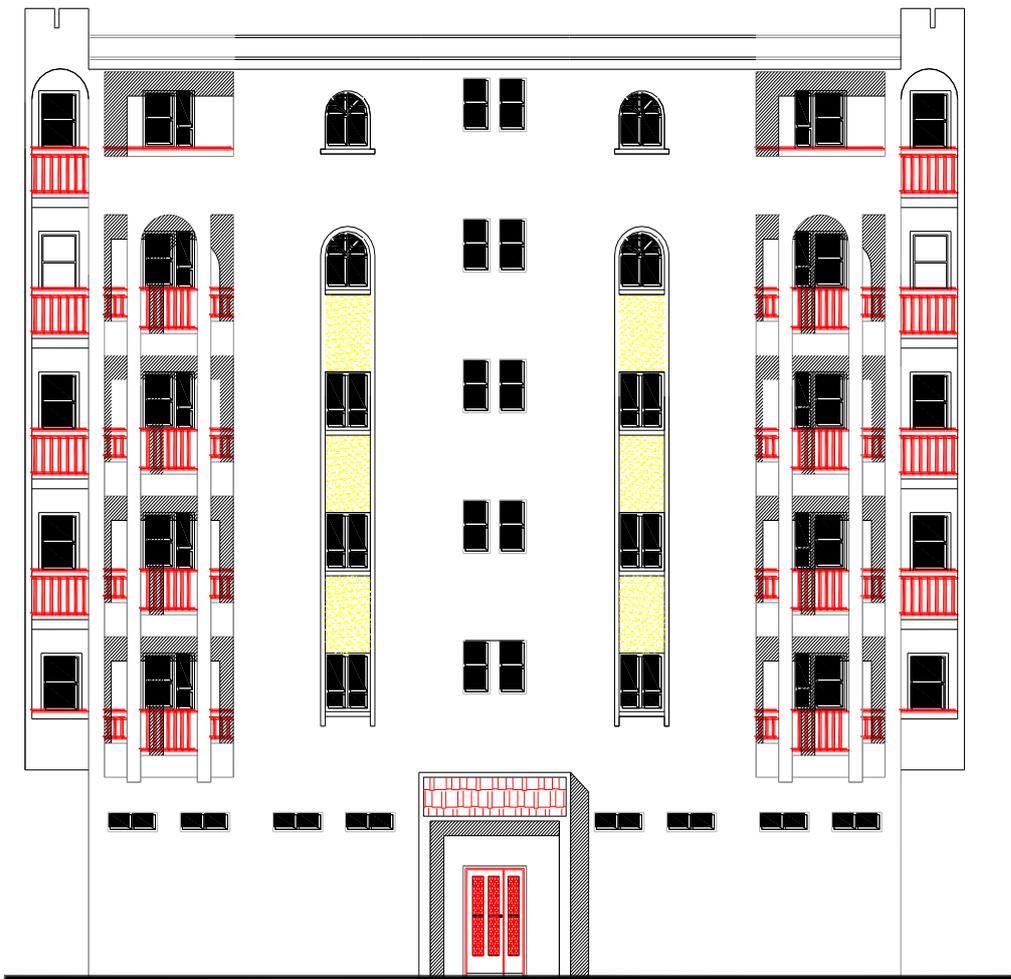
PLAN ETAGE COURANT



PLAN R.D.C



FACADE 01



FACADE 02 PRAINCIPALE