



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democraticre public of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis–Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering department



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
MASTERACADEMIQUE**

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en RDC+7 étages
À usage d'habitation et commercial**

Présenté par:

- FAKIR WAHIBA
- BOUDEBZA YAMNA YASMINE

Soutenule 12/07/2021 devant le jury composé de :

Président: Mr ZELMAT Yassine

Examineur: Mr AYAD Tayeb

Encadreur: Mr REZIGUA AHMED

AnnéeUniversitaire: 2020/ 2021

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice MONSIEUR REZIGA AHMED pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles.

DEDICACE

*Nous dédions ce modeste travail, fruit de longues années
d'études :*

*Premièrement à nos chers parents qui nous ont toujours encouragés et
soutenus « Grande Amour et Respect à Vous ».*

À nos chers frères et sœurs.

À toute nos familles de près ou de loin.

À toutes nos amis

À notre encadreur

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez de chaussée plus (07) étages, implanté à la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié99.

Summary

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a ground floor addition (07) floors, located in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Key words:

Building, Reinforced concrete ,ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91modified99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لانجاز بناية سكنية و تجارية تتألف من طابق ارضي + 7 طوابق بولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل .

الكلمات المفتاحية :

الخرسانة المسلحة ، العمارة ، ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié99.

SOMMAIRE

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles et abréviations	
Introduction générale	1
CHAPITRE I Présentation du projet	
I.1. Introduction	4
I.2. Présentation de l'ouvrage	4
I.3. Caractéristiques générales	4
I.3.1. Caractéristiques géométriques	4
I.4. Conception de la structure	6
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol	7
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	7
I.6.1. Le béton	7
I.6.1.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton	7
I.6.1.2. La résistance caractéristique du béton	8
I.6.1.3. Déformation longitudinales du béton	8
I.6.1.4. Coefficient de poisson	9
I.6.1.5. Diagrammes déformations – contraintes de béton	9
I.6.1.6. Les contraintes limites	10
I.6.2. Aciers	11
I.6.2.1. Module d'élasticité longitudinale	12
I.6.2.2. Contraintes limites	12

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1. Introduction	15
II.2. Pré dimensionnement des poutres	15
II.2.1. Poutre principale	16
II.2.2. Poutre secondaire	16
II.3. Pré dimensionnements des planchers	17
II.3.1. Plancher a corps creux	17
II.3.2 .Plancher à dalle pleine	18
II.4.Descente de charges	20
II.4.1.Plancher terrasse inaccessible	20
II.4.2.Plancher étage courant	21
II.4.3.Plancher RDC : (usage commercial)	21
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	22
II.5.1 .les conditions de pré-dimensionnement des poteaux	22
II.5.2 .Dégression des surcharges d'exploitation.	24
II.5.3 .Calculs de la section du poteau	26
II.6.Pré dimensionnement des voiles	29

CHAPITRE III

Etude des planchers

III.1. Introduction	33
III.2 .Plancher corps creux	33
III.2.1 .Détermination des dimensions des poutrelles	34
III.2.2 .Ferrailage de la dalle de compression	36
III.2.3.Etude des poutrelles	37
III.2.4.Méthode de calcul	38

III.2.4.1. Choix de la méthode de calcul	38
III.2.5.Détermination des efforts internes	40
III.2.6.Ferraillage des poutrelles	41
III.2.7.Calcul des armatures transversales	45
III.2.8.Vérification de la flèche	47
CHAPITRE IV	
Etude des éléments secondaires	
IV.1 .Etude de l'acrotère	53
IV.1.1 .Définition	53
IV.1.2 .Calcul du ferraillage	54
IV.1.3. Détermination des sollicitations	54
IV.1.4 .Détermination des armatures	55
IV.1.5 .Vérification des contraintes de cisaillement	59
IV.1.6 .Dessin de ferraillage	59
IV.2 .Etude des escaliers	60
IV.2.1. Définition	60
IV.2.2 .Eléments constitutifs	60
IV.2.3.Pré dimensionnement	61
IV.2.3.1.Descente des charges	63
IV.2.3.2.Calcul du ferraillage	65
IV.3.Etude des balcons	79
IV.3.1.Définition	79
IV.3.2 .Descente de charges	79
IV.3.3.Calcul du ferraillage	81
IV.3.4. Calcul des armatures transversales	83
IV.3.5 .Vérification de la flèche	83

CHAPITRE V

Etude sismique

V.1 .Introduction	86
V.2.Objectif de l'étude dynamique	86
V.3.Présentation du logiciel ETABS	86
V.4.Méthode de calcul	88
V.4.1.Méthode statique équivalente	88
V.4.2.Les méthodes d'analyse modale spectrale	89
V.4.3.La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	89
V.5. La méthode d'analyse modale spectrale	89
V.5.1. Principe	89
V.5.2.Calcul de la force sismique totale	89
V.5.2.1.Classification du site	90
V.5.2.2.Coefficient d'accélération de zone A	90
V.5.2.3.Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	91
V.5.2.4.Coefficient de comportement global de la structure R	92
V.5.2.5.Facteur de qualité Q	94
V.5.2.6.Estimation de la période fondamentale de la structure	94
V.5.2.7.Facteur d'Amplification D	95
V.6.Distribution verticale de la force sismique	96
V.7.Vérification des déplacements	98
V.7.1.Vérification des modes	100
V.8. Justification vis a vis de l'effet $p\Delta$	103
V.9. L'effort tranchant a la base	105

CHAPITRE VI
Etude des portiques

VI.1. Introduction	107
VI.2. Définition	107
VI.3. Ferrailage des portiques	107
VI.3.1. Combinaisons d'actions	108
VI.3.2. Ferrailage des poutres	108
VI.3.3. Etude des poteaux	121
VI. 3.3.1. Combinaison de charges	122
VI.3.3.2. Principe de calcul	122
VI.3.3.3. Ferrailage des poteaux	122
VI.3.4. Etude des voiles	137
VI.3.4.1. Introduction	137
VI.3.4.2. Rôle de contreventement	137
VI.3.4.3. Sollicitation de calcul	137
VI.3.4.4. La méthode de calcul	138
VI.4. Ferrailage des voiles	139
VI.4.1. Exemple de calcul	139

CHAPITRE VII
Etude des fondations

VII.1. Introduction	147
VII.2. Choix du type de fondation	147
VII.2.1. Types de fondations	147
VII.3. Les combinaisons d'action	148
VII.4. Pré dimensionnement	148
VII.5. Etude du radier	149
VII.5.1. Pré-dimensionnement du radier	149

VII.5.2. Pré dimensionnement des poutres	154
VII.5.2.1.Détermination des sollicitations	154
VII.6. Ferrailage du radier	159
VII.6.1.Ferrailage de la dalle	159
VII.6.2.Ferrailage du débordement	169
CONCLUSION	173
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	
ANNEXES	

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Vue façade principale	5
Figure I.2 : Diagramme rectangulaire simplifié	9
Figure I.3 : Diagramme Contraintes Déformations du béton	10
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS	11
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier	12

CHAPITRE II

Figure II.1 : Section des poutres principales	16
Figure II.2 : Section des poutres secondaires	17
Figure II.3 : Planchers à corps creux	17
Figure II.4 : Dimensions d'un panneau de dalle	18
Figure II.5 : Coupe plancher terrasse inaccessible	20
Figure II.6 : Coupe de plancher courant	21
Figure II.7 : Hauteur libre de poteau	24
Figure II.8 : Dégression des charges d'exploitation	25
Figure II.9 : Surface afférente au poteau le plus sollicité	26
Figure II.10 : Coupe sur voile en élévation	29

CHAPITRE III

Figure III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	33
Figure III.2 : Schéma réel d'un plancher a corps creux	34
Figure III.3 : Dimensions des poutrelles	34
Figure III.4 : Schéma d'une poutrelle	35
Figure III.5 : Section de calcul en travée	42
Figure III.6 : Section de calcul en appuis	44

Figure III.7 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	46
--	----

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Schéma statique et dimensions d'acrotère	53
Figure IV.2 : Section de calcul	55
Figure IV.3 : Position du point d'application de l'effort normal N_u	55
Figure IV.4 : Position de centre de pression	57
Figure IV.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	59
Figure IV.6 : Schéma d'un escalier	60
Figure IV.7 : Schéma d'escalier de trois volées	61
Figure IV.8 : Schéma statique de la marche porteuse	65
Figure IV.9 : Section de calcul	66
Figure IV.10 : Coupe transversale sur la marche porteuse	68
Figure IV.11 : Dessin de ferrailage de la marche porteuse	69
Figure IV.12 : Schéma statique Schéma statique de la paillasse porteuse	70
Figure IV.13 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	72
Figure IV.14 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	74
Figure IV.15 : Section de calcul de la paillasse en travée	74
Figure IV.16 : Section de calcul de paillasse en appuis	75
Figure IV.17 : Dessin de ferrailage de l'escalier	78
Figure IV.18 : Schéma statique du balcon	79
Figure IV.19 : Coupe sur balcon	79
Figure IV.20 : Enrobage	81
Figure IV.21 : Section de calcul	81
Figure IV.22 : schéma de ferrailage du Balcon	84

CHAPITRE V

Figure V.1 : Modélisation du bâtiment	87
Figure V.2 : Diagramme spectre de réponse	94
Figure V.3 : Participation massique dans le premier mode	100
Figure V.4 : Participation massique dans le deuxième mode	101

Figure V.5 : Participation massique dans le troisième mode	102
---	-----

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Schéma d'une section de calcul en travée	111
Figure VI.2 : Section de calcul en Appuis	113
Figure VI.3 : Armatures transversales	116
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (Appuis)	117
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (Travée)	118
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la poutre Secondaire (Appuis)	119
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la poutre Secondaire (Travée)	120
Figure VI.8 : Sollicitation sur les poteaux	121
Figure VI.9 : Section de calcul du poteau	123
Figure VI.10 : Zone nodale	123
Figure VI.11 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement	125
Figure VI.12 : section de calcul	127
Figure VI.13 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale	129
Figure VI.14 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale	132
Figure VI.15 : la zone nodale dans les poteaux	135
Figure VI.16 : Ferrailage des poteaux	136
Figure VI.17 : disposition du voile	140
Figure VI.18 : Section du calcul de voile	141
Figure VI.19 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale	141
Figure VI.20 : Dessin du ferrailage du voile de contreventement	145

CHAPITRE VII

Figure VII .1 : Semelle isolée	148
Figure VII .2 : Schéma d'un radier nervuré	149
Figure VII .3 : Dimensions du panneau de la dalle le plus sollicité	150
Figure VII .4 : dimension de la poutre	154
Figure VII .5 : Schéma des contraintes du sol	156

Figure VII .6 : L'encrage de la structure	158
Figure VII .7 : Schéma du panneau de la dalle	159
Figure VII .8 : Enrobage	161
Figure VII .9 : Section de calcul dans le sens xx	161
Figure VII .10 : Section de calcul dans le sens yy	161
Figure VII.11 : Schéma statique du débordement	169
Figure VII.12 : Section de calcul	169

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I .1 : Types d'acier	12
-------------------------------------	----

CHAPITRE II

Tableau II .1 : Charge du plancher terrasse	20
--	----

Tableau II .2 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant	21
---	----

Tableau II .3 : Evaluation des charges permanentes et d'exploitation	21
---	----

Tableau II .4 : Tableau récapitulatif des charges et surcharges	22
--	----

Tableau II .5 : Tableau de la dégression des charges d'exploitation	25
--	----

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages	31
--	----

CHAPITRE III

Tableau III .1 : Evaluation des charges	37
--	----

Tableau III .2 : Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations	39
---	----

Tableau III .3 : Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles	40
---	----

Tableau III .4 : Les valeurs des efforts maximums	41
--	----

Tableau III .5 : Tableau de ferrailage de la poutrelle	51
---	----

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Les charges de la paillasse	63
---	----

Tableau IV.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitation (palier)	64
---	----

Tableau IV.3 : charges permanentes et surcharges d'exploitation (marches porteuses)	65
--	----

Tableau IV.4 : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon	80
--	----

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Classification du Site	90
Tableau V.2 : Coefficient d'Accélération de Zone A	91
Tableau V.3 : Valeurs de ξ (%)	92
Tableau V.4 : Valeur des Pénalités du facteur de qualité P_q	94
Tableau V.5 : La Masse de la structure	96
Tableau V.6 : disposition de la force sismique	98
Tableau V.7 : vérification des déplacements	99
Tableau V.8 : Vérification des modes	103
Tableau V.9 : Variation de la période	103
Tableau V.10 : Justification vis à vis de l'effet P_{Δ} sens x	104
Tableau V.11 : Justification vis à vis de l'effet P_{Δ} sens y	105
Tableau V.12 : Vérification L'efforts Cisaillement	105

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants	110
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales	118
Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres Secondaires	119
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires	120
Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux	126
Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants	126

Tableau VI.7 : Récapitulation du ferrailage des poteaux 136

Tableau VI.8 : Les sollicitations de calcul du voile 140

CHAPITRE VII

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements 154

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées 160

LISTE DES SYMBOLES ET ABRIVIATIONS

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
 - **As** : Aire d'une section d'acier.
 - **At** : Section d'armatures transversales.
 - **B** : Aire d'une section de béton.
 - \emptyset : Diamètre des armatures.
 - φ : Angle de frottement.
 - **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.
 - $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 - τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 - τ : Contrainte tangentielle
 - **T** : L'effort de traction.
 - β : Coefficient de pondération.
 - σ_{sol} : Contrainte du sol.
 - **G** : Charge permanente.
 - ε : Déformation relative.
 - **E.L.U** : État limite ultime.
 - **E.L.S** : État limite service.
 - **Nser** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 - **Nu** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 - **V** : Effort tranchant.
 - **T** : Période.
 - **St** : Espacement.
-

-
- λ : Élanement.
 - e : Épaisseur.
 - F : Force concentrée.
 - f : Flèche.
 - f : Flèche admissible.
 - L : Longueur ou portée.
 - LF : Longueur de flambement.
 - d : Hauteur utile.
 - Fe : Limite d'élasticité de l'acier.
 - Mu : Moment à l'état limite ultime.
 - $Mser$: Moment à l'état limite de service.
 - MT : Moment en travée.
 - Ma : Moment sur appuis.
 - $M0$: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
 - I : Moment d'inertie
 - Fi : Flèche due aux charges instantanées.
 - Fv : Flèche due aux charges de longue durée.
 - $I Fi$: Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 - $I Fv$: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 - Eij : Module d'élasticité instantané.
 - Evj : Module d'élasticité différé.
 - Es : Module d'élasticité de l'acier.
 - $fc28$: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 - $ft28$: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 - fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 - α : élanement d'un panneau de dalle.
 - η : Coefficients de fissuration.
 - θ : Coefficient d'application de charge.
 - a : l'épaisseur de voile.
 - he : hauteur libre d'étage.
 - ν : Coefficient de Poisson.
-

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles Techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, Surtout celle de grande hauteur qui offre une grande surface aux forces du vent.

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (**IIa**) , comportant un Rez de chaussée plus 7 étages (R+7), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Il constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ❖ **Le Premier chapitre** : Consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ **Le deuxième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
et non structuraux (comme les planchers et les escaliers, balcons, dalle pleine, l'acrotère).
- ❖ **Le troisième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux non structuraux (comme les planchers).
- ❖ **Le quatrième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux non structuraux (comme les escaliers, balcons, l'acrotère).
- ❖ **Le cinquième chapitre** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.
- ❖ **Sixième chapitre** : sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).
- ❖ **Septième chapitre** : le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

CHAPITRE I

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

I.1.INTRODUCTION :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appuis dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet que nous avons entrain d'étudier consiste a un bâtiment a usage commerciale et d'habitation, composé d'un **RDC +7 étages**, implanté a MOSTAGANEM, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone IIa.

Ce bâtiment est dans un site S2 (Site ferme) selon le **RPA99, V2003** (Règlement Parasismique Algérien Version **2003**).

I.3. CARACTERISTIQUES GENERALES :

I.3.1 /- Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment -----24.48 m
- ✓ Hauteur du RDC ----- 3.06 m
- ✓ Hauteur des étages ----- 3.06 m
- ✓ Longueur en plan ----- 19.50 m
- ✓ Largeur en plan ----- 10.00 m

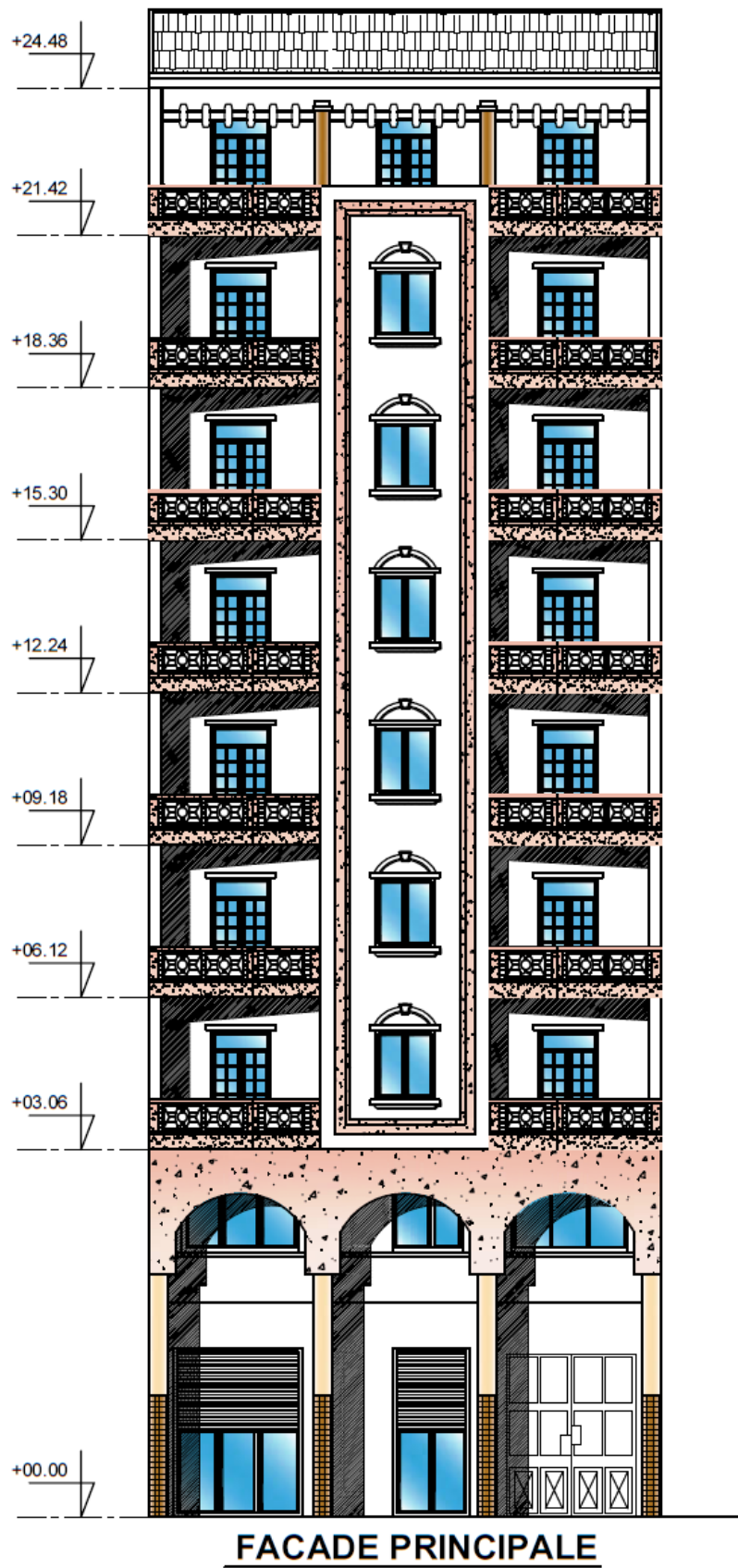


Figure I - 1 : vue façade principale.

I.4. CONCEPTION DE LA STRUCTURE :

❖ L'ossature :

L'ossature de ce bâtiment est formée par un contreventement mixte, poteaux et de poutres constituant une série de portique auto stable et des voiles.

❖ Les planchers :

Nous avons optés pour des planchers à corps creux (16+4), pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.
- En plus le projet est à usage d'habitation (charges d'exploitations ne sont pas assez importantes) les balcons sont en dalle pleine.

❖ Maçonneries :

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre logement sont constitués en double parois de briques (10cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 10cm d'épaisseur.
- les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm.

❖ Revêtements :

- Le revêtement des murs est réalisé par mortier de ciment.
- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Le revêtement du sol et escalier est réalisé par du carrelage.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ Escaliers :

La structure comporte une seule cage d'escalier du sous sol au 7^{ème} étage. L'escalier est composé de deux volées et un palier.

❖ L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

❖ Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

I.5. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol ferme et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5$ bars
- Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17$ KN/m³
- Angle de frottement interne : $\phi = 35^\circ$

I.6. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

I.6.1 /- le béton :

C'est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciments, de granulats (gravier et sable) et d'eau.

Le dosage utilisé dans la construction et les proportions de matériaux dans 1m³ de béton est :

- Ciment utilisé CPA ou CPJ45 (dosage 350 kg / m³)
- Sable 400 litres / m³ (Ds ≤ 0.5mm)
- Gravier 800 litres / m³ (Dg ≤ 25mm)
- Eau de gâchage 160 à 180 litres / m³

Elle doit être propre et sans matières organiques.

I.6.1.1/- Principaux caractéristiques et avantages de béton :

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

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.

- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

I.6.1.2/- La résistance caractéristique du béton :

a.Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite f_{C28} .

Exemples de résistances couramment atteintes d'après l'article A.2.1, 13 / BAEL91 :

- **20 MPa** sont facilement atteintes sur les chantiers convenablement outillés ;
- **25 MPa** sont atteintes sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier ;
- **30 MPa** peuvent être obtenue à condition de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

Pour notre étude on va opter pour $f_{C28} = 25$ MPa.

b.Résistance à la traction :

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{C28}$$

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

I.6.1.3/- Déformation longitudinales du béton :

❖ **Déformations instantanées « Eij » :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton Eij est égale à :

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

Avec : Eij et fcj en MPa.

❖ **Déformations différées « Evj » :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j »

Jours le module de déformation longitudinal différée du béton Evj est donné par la formule :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec : E vj et f cj en [MPa]

I.6.1.4/- Coefficient de poisson :

- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

I.6.1.5/- Diagrammes déformations –contraintes de béton :

On distingue (figure) :

- ❖ Le diagramme « parabole rectangle ».
- ❖ Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole -rectangle »

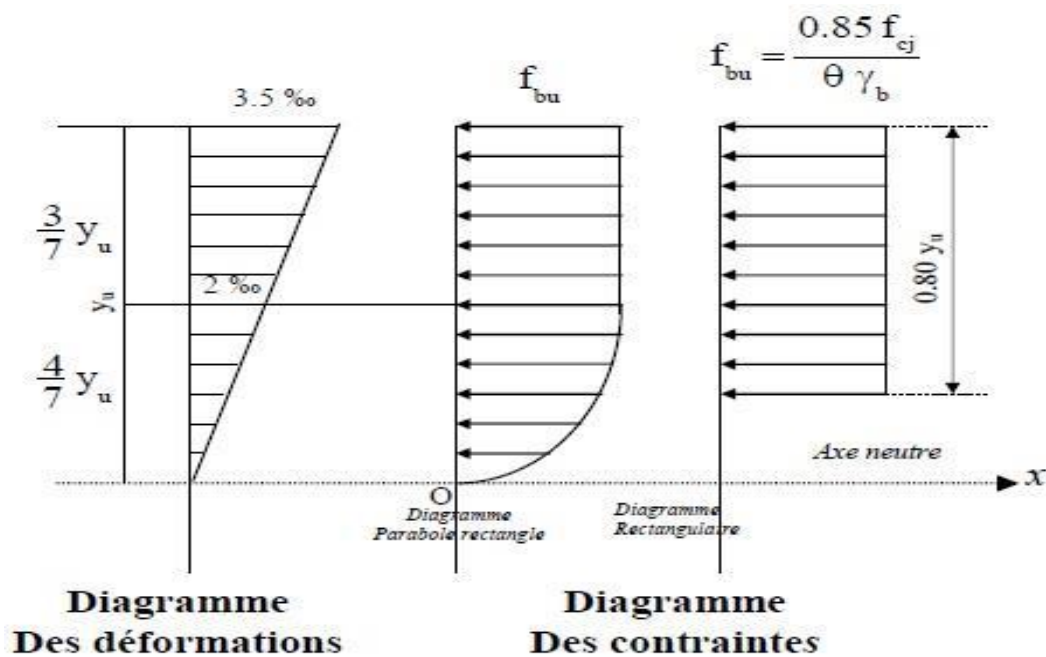


Figure I-2 : Diagramme rectangulaire simplifié.

Avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours.

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5.

f_{bu} : Contrainte de calcul.

θ : Coefficient d'application (voir le tableau).

θ	Durée d'application
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

I.6.1.6/- Les contraintes limites :

❖ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

La contrainte limite du béton en compression :

La contrainte limite ultime du béton en compression est donner par :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

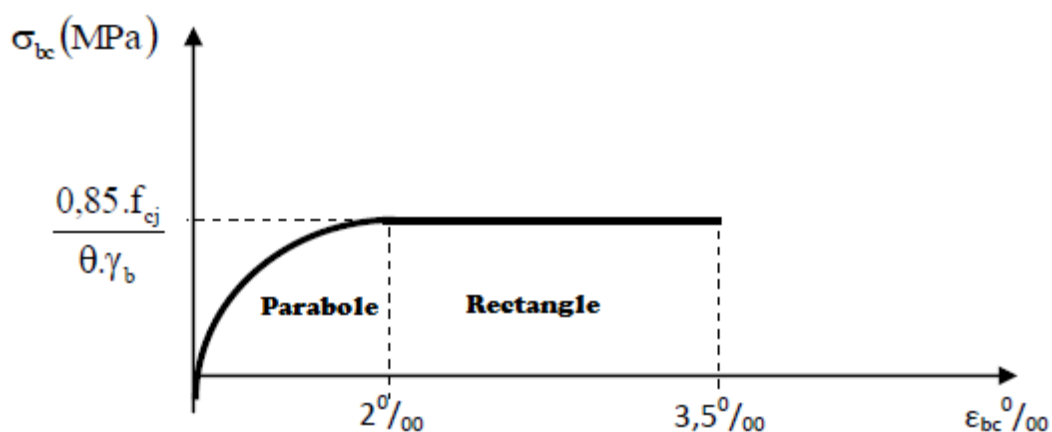


Figure I-3: Diagramme Contraintes Déformations du béton.

Notations :

$\gamma_b = 1,5$ Situation durable.

$\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle.

$$\Theta = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots t > 24h. \\ 0,9 & \dots\dots\dots 1h < t < 24h. \\ 0,8 & \dots\dots\dots t < 1h. \end{cases}$$

❖ Etat limite de service :

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

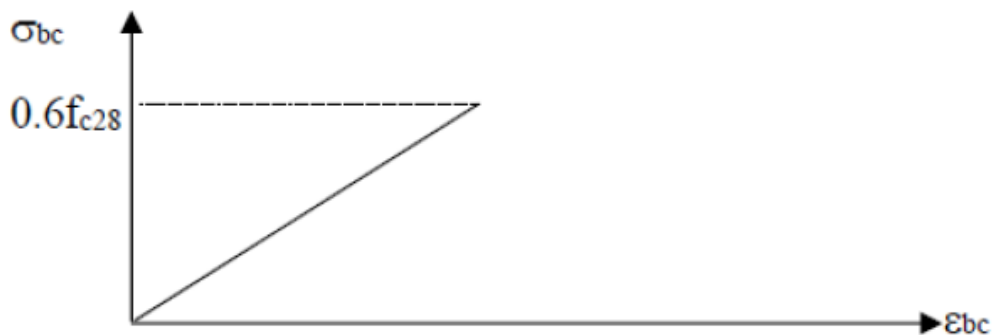


Figure I- 4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Contrainte limite de cisaillement :

$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ [MPa]}$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ [MPa]}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

I.6.2/-Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

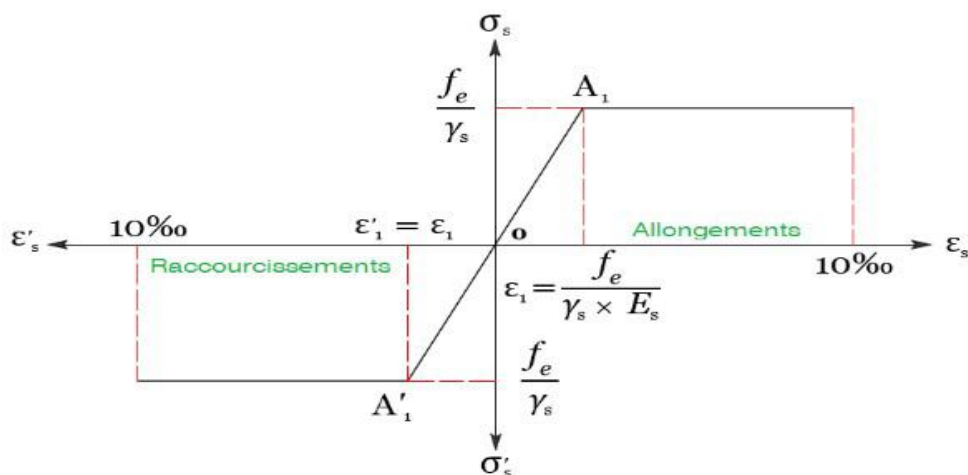
Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Types d'acier.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture	Allongement à la rupture
Haute adhérence (HA)	Fe E400	400	310 – 490	22%
Rond lisse (RL)	Fe E235	235	550	12%
Treillis soudés	Fe E500	500	550	12%

I.6.2.1/- Module d'élasticité longitudinale :

Est près égale : $E_s = 200000$ [MPa] .

I.6.2.2/- Contraintes limites :❖ Etat limite ultime :**Figure I-5 :** Diagramme contraintes-déformation de l'acier.**Avec :**

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

- $\gamma_s = 1,15$ situation durable.
- $\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle.

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier :

$$\epsilon_s = \Delta L/L$$

❖ Etat limite de service :

La contrainte limite de l'acier à la traction :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min ((2/3) f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (0.5 \times f_e , 90 \times \sqrt{\eta * f_{tj}})$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour rondes lisses.

$\eta = 1.6$ pour acier HA.

CHAPITRE II

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

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, notamment le « **BAEL 91** », le « **RPA99 version 2003** », et « **CBA 93** » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:

Les poutres sont des corps porteurs en béton armé ayant des dimension transversales ($b \cdot h$) très petites devant la longueur L , Le rôle des poutres est de transmettre aux poteaux les efforts verticaux (charges verticales ramenées par les planchers).

Pour les poutres, on a deux types :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques suivantes et vérifiées par la suite selon le RPA99 (version 2003).

La formule est la suivante :

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

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

D'où :

- L : Portée de la poutre entre nus.
- h : Hauteur de la poutre
- b : Largeur de la poutre

Puis en vérifié avec les conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Pour la hauteur h doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- Pour la largeur b doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$

- Le rapport entre h et b doit être : $h / b \leq 4$

II.2.1/- Poutre principale :

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$26.67 \leq h \leq 40 \Rightarrow \text{On prend } h = 40 \text{ cm.}$$

$$16 \leq b \leq 32 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm.}$$

- Vérification (selon RPA99 (version 2003)) :

$$40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h / b = 1.33 \leq 4$$

Donc les trois conditions sont vérifiées.

$$\text{alors } (b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

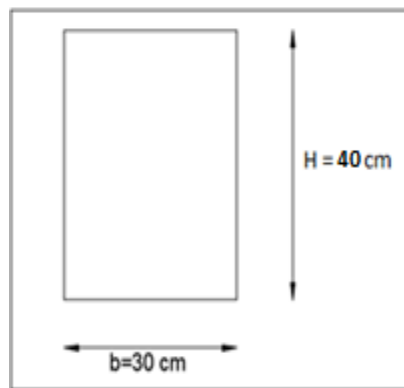


Figure II - 1 : Section des poutres principales.

II.2.2/- Poutre secondaire :

$$L = 330 \text{ cm}$$

$$22 \leq h \leq 33 \Rightarrow \text{On prend } h = 30 \text{ cm.}$$

$$12 \leq b \leq 24 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm.}$$

- Vérification (selon RPA99 (version 2003)) :

$$30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h/b = 1 \text{ cm} \leq 4$$

Donc les trois conditions sont vérifiées.

$$\text{Donc } (b \times h) = (30 \times 30)\text{cm}^2.$$

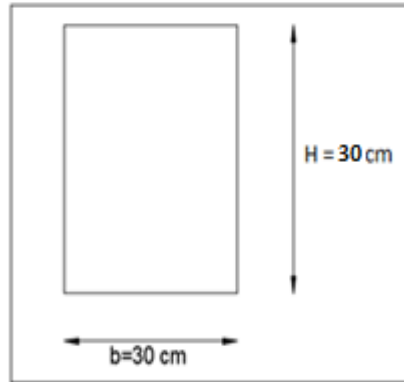


Figure II-2 : Section des poutres secondaires.

II.3. PRE DIMENSIONNEMENTS DES PLANCHERS :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

II.3.1 /-Plancher a corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués par des poutrelles, d'hourdis et une table de compression, comme indiqué la figure suivante :

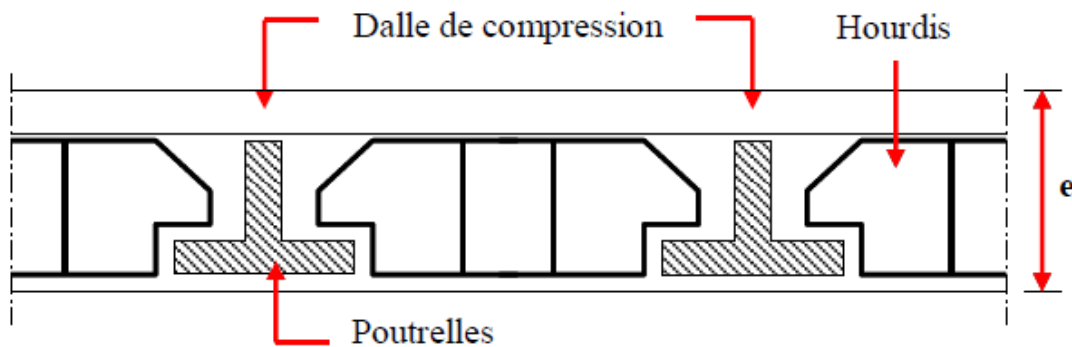


Figure II-3 : Planchers à corps creux.

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

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

Avec :

L : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

h_t : l'épaisseur totale du plancher

On a:

$$L = 3.30 - 0.30 = 3$$

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{300}{25} \leq h_t \leq \frac{300}{20} \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq h_t \leq 15 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = (16+4) = 20 \text{ cm}$

II.3.2 /- Plancher à dalle pleine :

Nous avons des planchers en dalle pleine dans les balcons, ces dalles sont considérées comme des consoles et des dalles pleines dans la cage d'escalier et l'ascenseur.

L'épaisseur de la dalle est déterminée à partir des conditions de résistance à la flexion (B.A.E.L91)

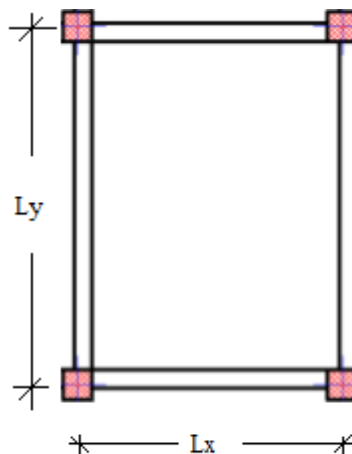


Figure II-4 : dimensions d'un panneau de dalle.

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :

$$- \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \text{ [Article A.8.2, 31 / BAEL91]}$$

-La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

$$- 0,4 \leq \rho \leq 1$$

- la charge est uniformément répartie.

Ou bien dalle soumise à une charge concentrée quel que soit la valeur de ρ .

$$\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : la plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour notre projet ; nous avons :

$$L_x = 3.30 - 0.30 = 3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{3.70} = 0.811 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1$$

$$L_y = 4 - 0.30 = 3.70 \text{ m}$$

Donc : la dalle porte suivant les deux sens

$$\frac{1}{50} \times L_x = 6 \text{ cm} \leq hd \leq \frac{1}{40} \times L_x = 9.25 \text{ cm} \Rightarrow hd = 9 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

• Conditions d'isolation acoustique :

- contre les bruits aériens : $2500 \times hd \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow hd \geq 14 \text{ cm}$

- contre les bruits d'impacts : $2500 \times hd \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow hd \geq 16 \text{ cm}$

• Conditions de sécurité en matière d'incendie :

- pour une heure de coupe-feu => $hd = 7\text{cm}$
- pour deux heures de coupe-feu => $hd = 11\text{cm}$
- pour quatre heures de coupe-feu => $hd = 17.5\text{cm}$

Conclusion :

Pour satisfaire aux conditions ci-dessus, on prendra une épaisseur de 16cm

II.4.DESCENTE DE CHARGES :

II.4.1/- Plancher terrasse inaccessible :

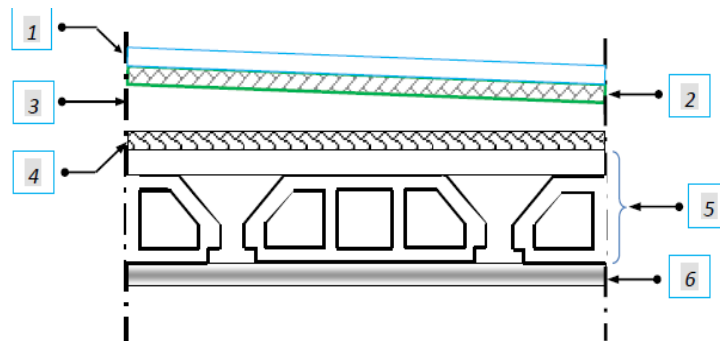
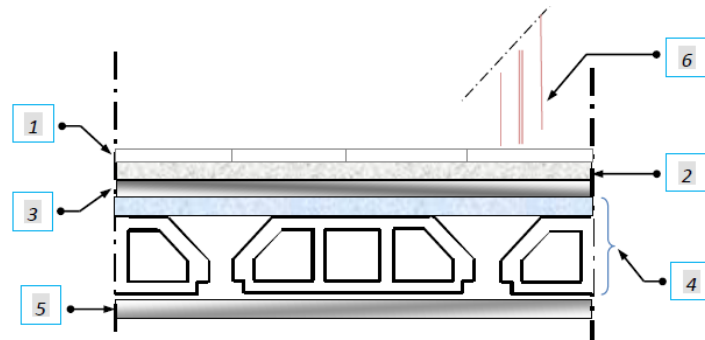


Figure II-5: Coupe plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1: Charge du plancher terrasse.

Matériaux	P (KN /m ³)	Ep (m)	G (KN /m ²)
1- Protection gravillon	20	0.04	0.8
2-Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3-Forme de pente	22	0.10	2.20
4-Isolation thermique	4	0.04	0.16
5-Dalle en corps creux (16+4)	14	0.2	2.80
6- Enduit au plâtre	10	0.02	0.2
			G = 6.28 KN/m²
			Q = 1.00 KN/m²

II.4.2/- Plancher étage courant :**Figure II-6:** Coupe de plancher courant.**Tableau II.2:** Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant.

Matériaux	P (KN /m ³)	Ep (m)	G (KN /m ²)
1- Carrelage	22	0.02	0.44
2-Mortier de pose	20	0.02	0.40
3-Lit de sable	18	0.02	0.36
4-Plancher à corps creux	14	0.2	2.80
5-Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
6- Cloison de distribution	10	0.1	1.00
			G = 5.20 KN/m²
			Q = 1.50 KN/m²

II.4.3/-Plancher RDC : (usage commercial)**Tableau II.3 :** Evaluation des charges permanentes et d'exploitation

Matériaux	P (KN /m ³)	Ep (m)	G (KN /m ²)
1- Carrelage	22	0.02	0.44
2-Mortier de pose	20	0.02	0.40
3-Lit de sable	18	0.02	0.36
4-Plancher à corps creux	14	0.2	2.80
5-Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
6- Cloison de distribution	10	0.1	1.00
			G = 5.20 KN/m²
			Q = 1.50 KN/m²

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des charges et surcharges

Niveau \ charges	Destinations	Charges permanentes G [KN/m ²]	Charges d'exploitation Q [KN/m ²]
Plancher terrasse	Inaccessible	6.28	1.00
1er au 7em étage	Habitation	5.20	1.50
R.D.C	Commercial	5.20	1.50

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux se sont des éléments porteurs, leurs fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenée par les poteaux est en fonction de la descente des charges, le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par le RPA 99 version 2003 et le BAEL 99.

II.5.1 /- les conditions de pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- a. condition de résistance
- b. condition de stabilité
- c. condition imposée par le R.P.A99 v2003

Critère de résistance :

$$Br \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \right]$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99 (version 2003)

On prendra $A / Br = 0.8\% = 0.008$ (Zone IIa)

Br : Section réduite du béton ;

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

- Θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).

• β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda / 35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 + 2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

- On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2(35 / 35)^2$ à $\beta = 1.2$

Nu : l'effort normal ultime sollicitant un poteau.

$$\mathbf{Nu} = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

Ng : Effort normal dû aux charges permanentes.

Nq : Effort normal dû aux charges d'exploitations.

Nq se calcul en appliquant la loi de dégression des charges (DTR B.C.2.2)

σ_{bc} : Résistance du béton en compression à l'état limite ultime.

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

σ_s : Résistance des aciers à l'ELU.

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

La formule est simplifiée et devient :

$$Br \geq \left[\frac{1.2 \times N_u \times 10}{\left[\left(\frac{14.2}{0.9} \right) + 0.85 \times 0.008 \times 348 \right]} \right]$$

Donc : $Br \geq 0.6614 \times Nu$

Condition de stabilité de forme :

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } L_f = 0.7 L_0$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : Section du béton

λ : L'élancement du poteau

Conditions imposées par le RPA99 v2003 :

Pour zone IIa : on a

1- $\min(a, b) \geq 25\text{cm}$

2- $\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$

3- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

Avec h_e : La hauteur libre d'étage.

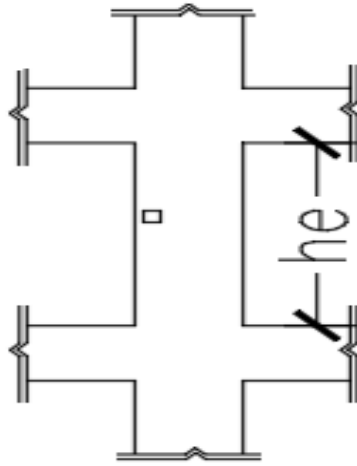


Figure II-7: hauteur libre de poteau.

II.5.2 /- Dégression des surcharges d'exploitation :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Soit Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers **1, 2, ..., n-1** et **n** (la numérotation est à partir du sommet du bâtiment).

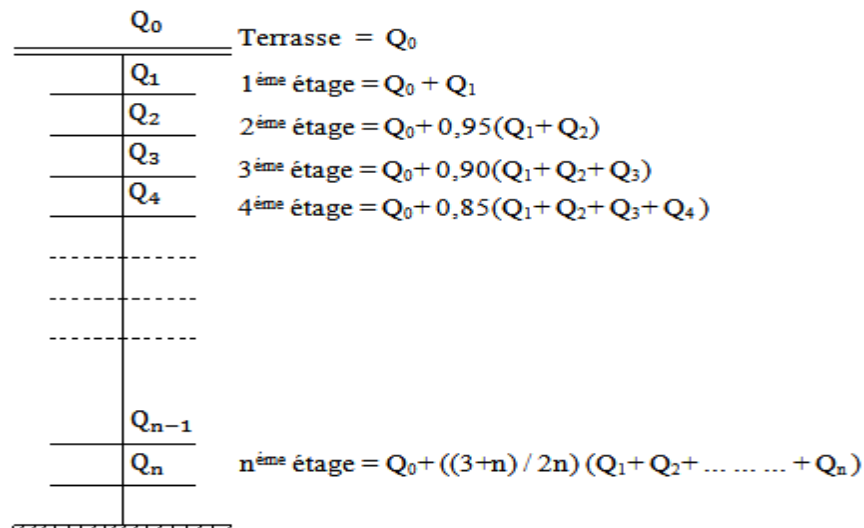
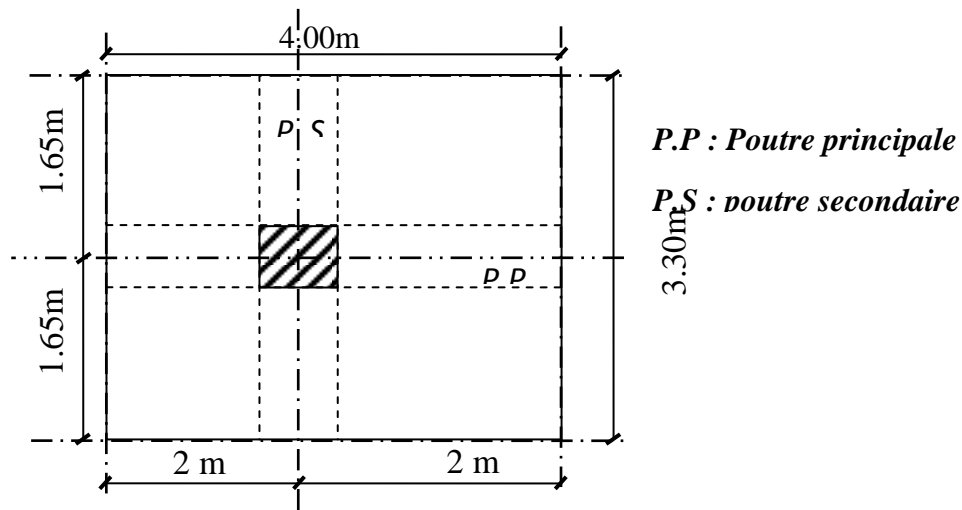


Figure II-8: Dégression des charges d'exploitation.

Tableau II.5 : Tableau de la dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Sous 7 [°] Etage	Q_0	1,00
Sous 6 [°] Etage	$Q_0 + Q$	2.5
Sous 5 [°] Etage	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3.85
Sous 4 [°] Etage	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5.05
Sous 3 [°] Etage	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6.10
Sous 2 [°] Etage	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7,00
Sous 1 [°] Etage	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7.75
Sous RDC	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	8.50

II.5.3 /- Calculs de la section du poteau :**a) Détermination de la surface afférente:****Figure II - 9 : Surface afférente au poteau le plus sollicité.****La surface afférente :**

$$S_{\text{aff}} = 4 \times 3.30$$

$$S_{\text{aff}} = 13.2\text{m}^2$$

b) Poids total des poutres principales et secondaires

- La longueur afférente de poutre principale : $L_{\text{aff}} = 4.00\text{m}$
- La longueur afférente de poutre secondaire : $L_{\text{aff}} = 3.30\text{m}$
- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_p \text{ (poutre principale) : } 2500 \times 0,3 \times 0,4 = 300 \text{ daN/ml}$$

$$P_s \text{ (poutre secondaire) : } 2500 \times 0,3 \times 0,3 = 225 \text{ daN/ml}$$

$$P_t = (300 \times 4) + (225 \times 3.30) = 1942.5 \text{ daN/ml}$$

c) Effort normal ultime des poutres N_{up} :

$$N_{up} = 1.35 \times P_p \text{ (poutre principale) } \times L_{\text{affpp}}$$

$$N_{up} = 1,35 \times 300 \times 4.00$$

$$N_{up} = 1620 \text{ daN}$$

$$N_{ups} = 1.35 \times P_s \text{ (poutre secondaire)} \times L_{affps}$$

$$N_{ups} = 1,35 \times 225 \times 3.30$$

$$N_{ups} = 1002.38 \text{ daN}$$

Avec : n nombre d'étage

$$N_{upp} = 1620 \times 8 = 12960 \text{ daN}$$

$$N_{ups} = 1002.38 \times 8 = 8019.04 \text{ daN}$$

$$N_{up} = 1.35 \times P_t \times n = 1.35 \times 1942.5 \times 8 = 20979 \text{ daN}$$

d) Poids propre de plancher

$$G \text{ cumulé} = 628 \text{ daN/m}^2$$

$$Q \text{ cumulé} = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$N \text{ plancher} = (1.35 \times G \text{ cumulé} + 1.5 \times P \text{ cumulé}) \times S \text{ aff}$$

$$N \text{ plancher} = [(1.35 \times 628) + (1.5 \times 100)] \times 13.2$$

$$\Rightarrow N \text{ plancher} = 13170.96 \text{ daN}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 (N \text{ plancher} + N_{up}) = 1.15 (13170.96 + 20979)$$

$$\Rightarrow N_u = 39272.454 \text{ daN.}$$

La section réduite du béton :

$$B_t \geq 0.6614 \times N_u$$

$$B_r \geq 0.6614 \times 392.72 = 259.74 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \geq 259.74 \text{ cm}^2$$

On suppose que la section du poteau est carrée :

$$a = b \geq \sqrt{B_r + 2} \Rightarrow a = b \geq \sqrt{259.74 + 2} \Rightarrow a = b \geq 18.116 \text{ cm}$$

Donc on choisit (30×30) cm² la section du poteau au dernier niveau et on fait la vérification

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 (version 2003)**

• Vérification des dimensions :

1- $\min(a, b) \geq 30 \text{ cm en Zone III} \Rightarrow \min(a,b) = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

2- $\min(a, b) \geq h_e / 20 \Rightarrow \min(a,b) = 30 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Avec : $h_e =$ hauteur libre de l'étage = 3,06 m

3- $1/4 \leq b/a \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

➤ **Critère de flambement**

$\lambda = l_f / i$ (Article B 8.4.1 BAEL91) Avec :

λ : L'élancement mécanique d'une pièce comprimée

l_f : Longueur de flambement d'une pièce $l_f = 0.7 \times l_0$ (Article B 8.3.31 BAEL91).

l_0 : Longueur libre d'un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de ses jonctions avec la fondation à la face supérieure du premier plancher (Article B.3.1BAEL91).

$l_0 = 3.06 \text{ m}$

i : Rayon de giration de la section droite du béton seul.

$i = \left(\frac{I}{B} \right)^{1/2}$; I : Moment d'inertie

$I = \frac{a \cdot b^3}{12}$; B : Section du béton

$\lambda = l_f / i \leq 35$

Nous avons :

$B = a \times b$

$a = b$

$I = (a \times a^3) / 12 \Rightarrow i = \sqrt{I / B} = a\sqrt{12}$

$\Rightarrow \lambda = (l_f \times \sqrt{12}) / a = (0.7 \times 306 \times \sqrt{12}) / 30 = 24.73$

$\Rightarrow \lambda = 24.73 \leq 35 \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$

II.6.PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du **RPA99**(version 2003) qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations ;

_ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

_ Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le **RPA.99**version 2003 article 7.7.1 3 les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

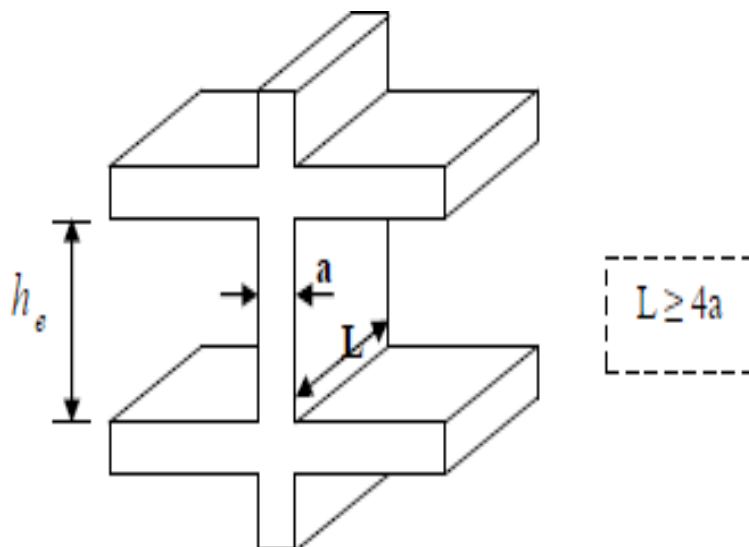


Figure II – 10 : Coupe sur voile en élévation.

Avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

➤ *Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003)*

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = h - h_d = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

- On adopte un voile de contreventement d'épaisseur :

$$\mathbf{a = 15 \text{ cm}}$$

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.

										Critère de Résistance				
i=	Hauteur d'Etage	Niveau	G [KN/m²]	Q [KN/m²]	NUPP [KN]	NUP S [KN]	N_u Pot [KN]	N_u pL [KN]	NU [KN]	Br (cm²)	a (cm)	choix	Verification RPA	Verification flambement
0	3,06	Haut 7°Etage	6.28	1	16.20	10.024	0	131.710	157.933	104.673	12.231	30X30	14.511	24.735
1	3,06	Haut 6°Etage	11.48	2,5	32.40	20.048	8.08	254.074	314.601	208.507	16.440	30X30	20.481	24.735
2	3,06	Haut 5°Etage	16.68	3,85	48.60	30.072	16.16	373.468	468.298	310.372	19.617	30X30	24.988	24.735
3	3,06	Haut 4°Etage	21.88	5,05	64.80	40.096	24.239	489.892	619.026	410.269	22.255	35X35	28.729	18.551
4	3,06	Haut 3°Etage	27.08	6,1	81.00	50.12	38.603	603.346	773.068	512.362	24.635	35X35	32.105	18.551
5	3,06	Haut 2°Etage	32.28	7	97.20	60.144	52.967	713.830	924.139	612.487	26.748	40X40	35.103	16.490
6	3,06	Haut 1°Etage	37.48	7,75	113.40	70.168	71.147	821.344	1076.057	713.173	28.705	40X40	37.878	16.490
7	3,06	Haut RDC	42.68	8,5	129.60	80.192	89.326	928.858	1227.974	813.858	30.528	40X40	40.464	14.841

CHAPITRE III

CHAPITRE III

ETUDE DES PLANCHERS

III.1.INTRODUCTION :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, ils limite les différents niveaux d'un bâtiment et ont pour fonctions :

- Isolation thermique et acoustique ;
- Supporter la totalité des charges permanentes et d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux.

Dans notre construction, on peut distinguer un seul type de planchers :

- Plancher à corps creux.

III.2 .PLANCHER CORPS CREUX :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle (solive) comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (**Fig. III.1**).

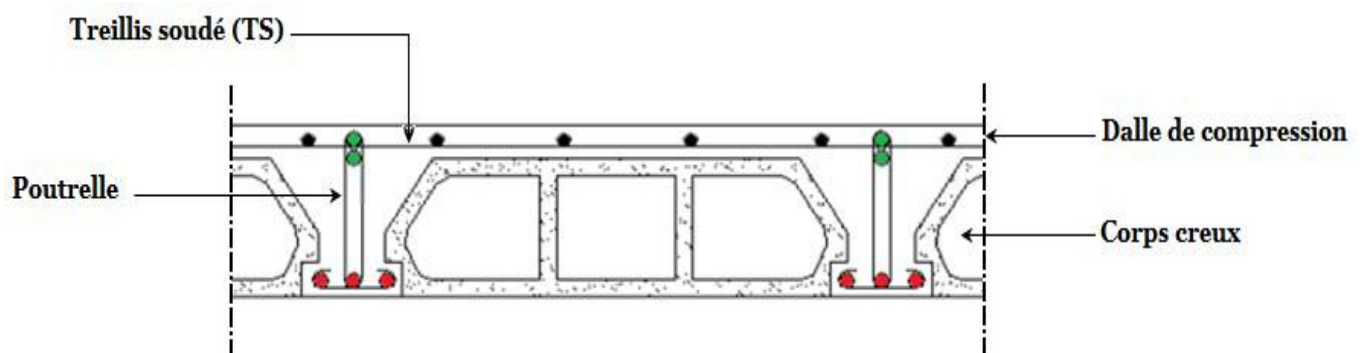


Figure III-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III.2.1 / - Détermination des dimensions des poutrelles :

Le plancher qu'on va étudier est composé de corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

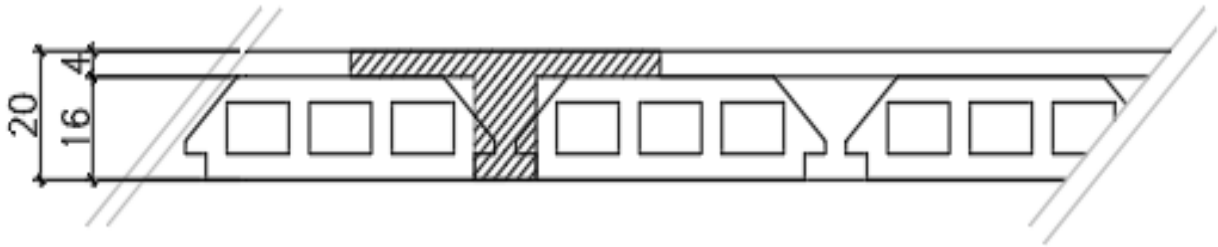


Figure III-2 : schéma réel d'un plancher à corps creux.

Les poutrelles travaillent comme une section en T :

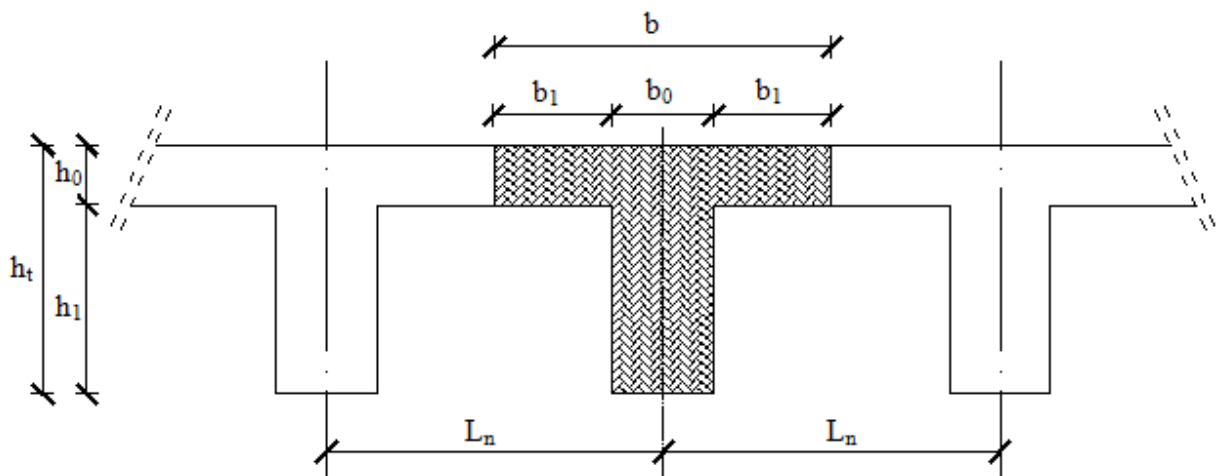


Figure III-3 : Dimensions des poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \end{array} \right.$$

$$6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0$$

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

L : la portée maximale entre nus d'appuis ($L = 330\text{ cm}$) ;

h₀ : la hauteur maximale de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{ cm}$) ;

b₀ : l'épaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24\text{ cm} \\ b_1 \leq 33\text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$

$$b_1 = \min(24 ; 32 ; 33) = 24\text{cm.}$$

On prend : **b₁ = 24 cm.**

Donc La largeur de la dalle de compression est :

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 24) + 12 = \mathbf{60\text{ cm}}$$

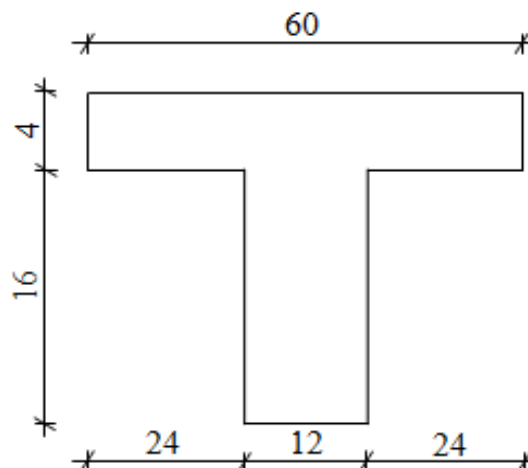


Figure III - 4: Schéma d'une poutrelle.

III.2.2 /- Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp} ;
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{- Si : } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{- Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

On adopte pour le ferrailage un treillis soudés de diamètre $\Phi_t = 6 \text{ cm}$ et de nuance d'acier **FeE400** ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

a- Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a : $L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} = \frac{4 \cdot 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5 \Phi 6 \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Phi 6 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

b- Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5 \Phi 6 \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Phi 6 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

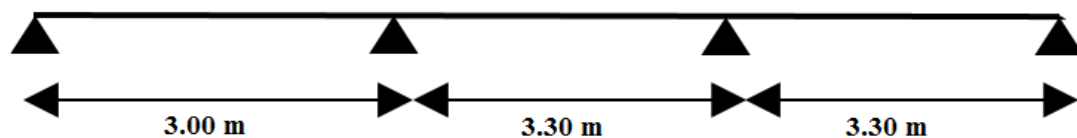
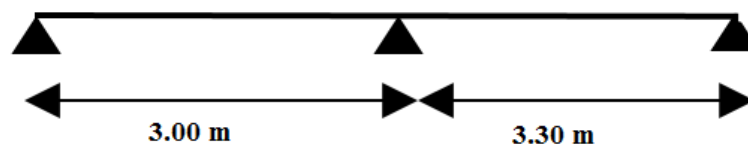
- Le treillis soudé adopté est : **TS $\Phi 6$ (200×200) mm².**

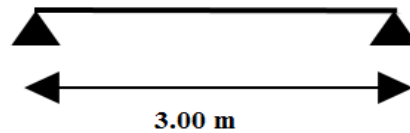
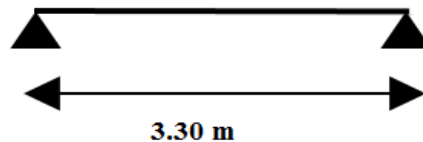
III.2.3 /- Etude des poutrelles :Etat limite ultime : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$ Etat limite de service : $q_s = (G+Q) \times b$ **Tableau III.1** : Evaluation des charges.

Charges Niveau	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [KN/m ²]	$q_{ser}=G+Q$ [KN/m ²]	Bande (b) [m]	$\bar{q}_u=q_u \times b$ [KN/m _L]	$\bar{q}_s=q_{ser} \times b$ [KN/m _L]
Plancher terrasse	Inaccessible	6.28	1	9.98	7.28	0,6	5.99	4.37
1 ^{ère} → 6 ^{ème} étage	Habitation	5.20	1.5	9.27	6.70	0,6	5.56	4.02
R.D.C	Commerce	5,20	1.5	9.27	6.70	0.6	5.56	4.02

❖ **Types de poutrelles :**

Dans notre structure, nous avons 04 types des poutrelles :

Type 01 :**Type 02 :****Type 03 :**

**Type 04 :****III.2.4/- Méthode de calcul :**

Pour déterminer les sollicitations dans les poutrelles continues, il existe deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire (plancher à charges d'exploitation modérées) ;
- La méthode de Caquot (plancher à forte surcharge).

III.2.4.1 /- Choix de la méthode de calcul :**- Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (plancher à charges d'exploitation Modérées).**

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. La charge d'exploitation doit vérifier : $Q \leq \max (2 \times G ; 5) [\text{KN}/\text{m}^2]$;
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. $Q = 1 \text{ KN}/\text{m}^2$ pour le plancher de terrasse

Donc $Q = 1 \text{ KN}/\text{m}^2 < \max (2G ; 5) [\text{KN}/\text{m}^2]$ C.V.

2. Les moments d'inerties est constant C.V.

3. $0.8 > \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{300}{330} = 0.90 \leq 1.25$ C.V.

4. La fissuration est peu nuisible

C.V.

Tableau III.2: Méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations

Types	Méthode utilisée	Observation
1	Forfaitaire	Conditions vérifiées
2	Forfaitaire	Conditions vérifiées
3	RDM (Isostatique)	Une travée
4	RDM (Isostatique)	Une travée

- Application de la méthode forfaitaire :

α : le rapport des charges d'exploitations (QB), à la somme des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges et surcharges.

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

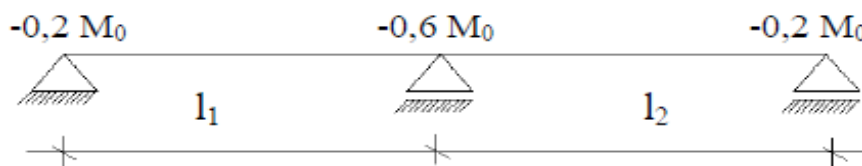
M_w et M_e : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée considérée, les valeurs de M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

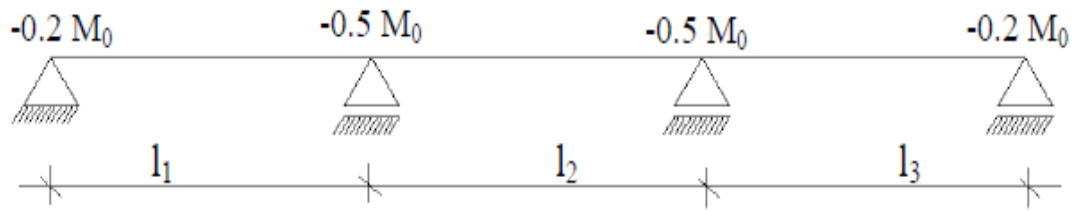
$$M_t = \max \begin{cases} 1.05M_0 - 0.5 (M_w + M_e) \\ (1 + 0.3\alpha) M_0 - 0.5 (M_w + M_e) \\ 0.5 (1 + 0.3\alpha) M_0 \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \\ 0.5 (1.2 + 0.3\alpha) M_0 \dots \dots \dots \text{travée de rive} \end{cases}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale

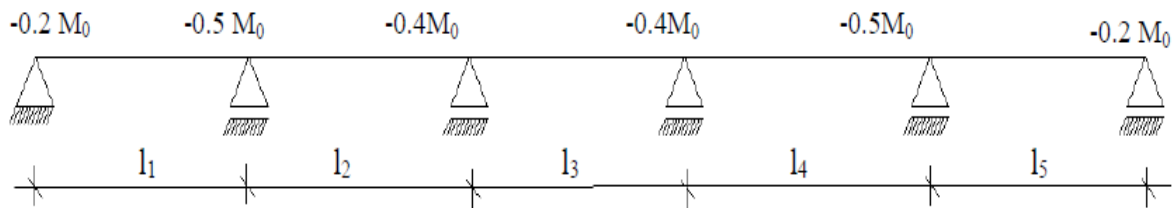
- $0.6M_0$Pour une poutre à deux travées.



- $0.5M_0$Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.



- $0.4M_0$Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



III.2.5/-Détermination des efforts internes :

Tableau III.3: Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles

• **TERRASSE**

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-4.07	-2.97	5.70	4.16	10.86
2	-4.89	-3.57	5.30	6.17	11.36
3	0.00	0.00	6.74	4.92	8.99
4	0.00	0.00	8.15	5.95	9.88

• **ETAGE**

Types	Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-3.79	-2.74	5.43	3.92	10.09
2	-4.54	-3.28	5.05	5.89	10.55
3	0.00	0.00	6.25	4.52	8.34
4	0.00	0.00	7.57	5.47	6.63

Tableau III.4 : Les valeurs des efforts maximums

Moments en appuis [KN.M]		Moments en travées [KN.M]		Efforts tranchants [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
-4.89	-3.57	8.15	6.17	11.36

III.2.6/-Ferrailage des poutrelles :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

A.En travée :

$$M_t^u = 8.15 \text{KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_T = 54528 \text{ N.m} = 54.528 \text{ KN.m}$$

$M_T = 54.528 \text{ KN.m} > M_{tu} = 8.15 \text{ KN.m} \rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

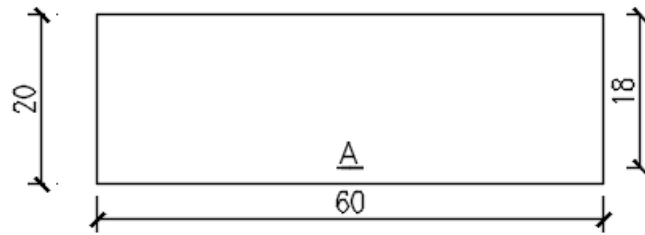


Figure III-5 : section de calcul en travée.

-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8150}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,985$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8150}{348 \times 0,985 \times 18} = 1,32 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,32 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 3T10 $\longrightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 6,17 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times b_0^2}{2} - 15A(d - d_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = -15,6 < 0$$

\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36}{12} = 18,95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30.A.d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2,36 \times 18}{12} = 170,2 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,95 + \sqrt{(18,95)^2 + 170,2} = 4,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4,05^3 - (60 - 12) \times (4,05 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,05)^2 = 7216,97 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{6170}{7216,97} = 0.85$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1,42 \times 4,05 = 3.44 \text{ MPa}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec \bar{A}

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{8150}{6170} = 1,32$$

$$\alpha = 0,038 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

\Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

b. En appui:

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -4.89 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

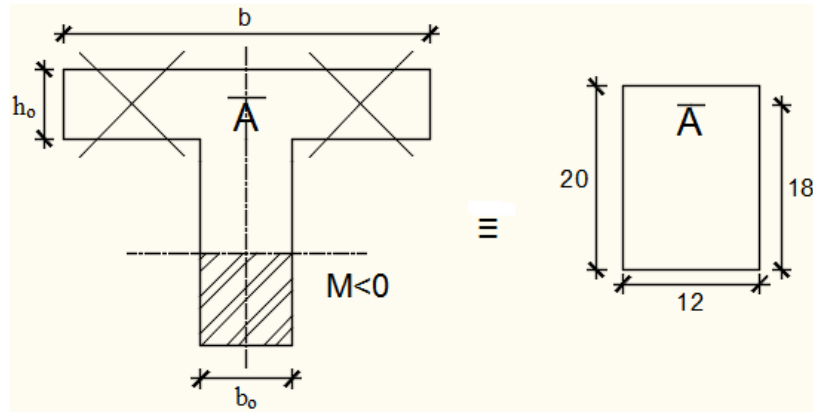


Figure III-6 : Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4890}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,089$$

$$\mu = 0,089 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_i$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,117$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,953$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4890}{348 \times 0,953 \times 18} = 0,82 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 0,82 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 1T14 $\longrightarrow A_a = 1,54 \text{ cm}^2$

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

$$M_a^{\text{ser}} = -3.57 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \hat{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{4890}{3570} = 1,37$$

$$\alpha = 0,201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

\Rightarrow **Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.**

III.2.7/- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\text{max}} = 11.36 \text{ KN} = 11360 \text{ N}$$

a-Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = 11360 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

Donc : il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \stackrel{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right] [\text{CBA93/A. 5. 1. 3. 2. 1}].$$

$$A_{\text{inf}} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[11360 + \frac{4890}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,34 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{11360}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d- Section des armatures transversales A_t :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

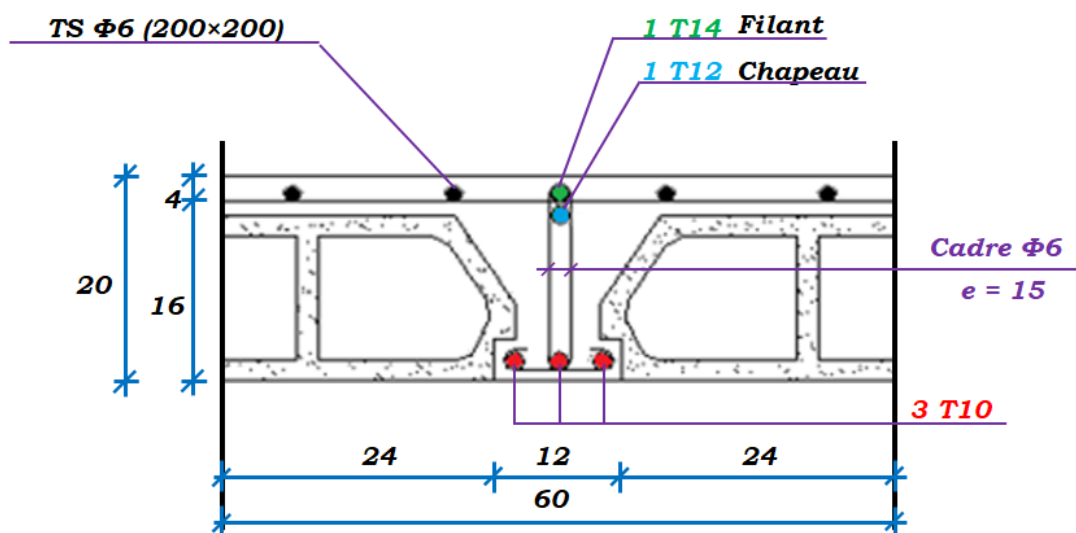


Figure III-7: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- L'espace des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,53 - 0,3 \times 2,1)} = 89,3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40) = 16,2 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm} [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

III.2.8/-Vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. annexe D]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0,060 < 0,063 \text{ Avec } l = 3,30 \text{ m (la plus grande portée)} \rightarrow (\text{Condition non vérifiée}).$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right) = \frac{1}{10} \times \left(\frac{10290}{8140} \right) = 0,126$$

Avec M_t^s : le moment max en travée \rightarrow (Condition vérifiée).

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,018 \rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Conclusion :

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow Le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\text{On doit vérifier que : } \Delta f t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f t_{max}$$

f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dus à la charge g ;

f_{ji} : La flèche dus à la charge j ;

f_{pi} : La flèche dus à la charge totale p ;

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 628 = 376.8 \text{ daN/ml .}$$

$j = g$: charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = g = 376.8 \text{ daN/ml.}$$

p : charge totale ; $p = (G + Q) \times 0,6 = (628 + 100) \times 0,6 = 436.8 \text{ daN/m}$

a) Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = 0.8 \times g \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 376.8 \frac{3.30^2}{8} = 410.34 \text{ daN/m}$$

$$M_p = 0.8 \times p \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 436.8 \frac{3.30^2}{8} = 475.68 \text{ daN/m}$$

$$M_j = 0.8 \times j \frac{L^2}{8} = 0.8 \times 376.8 \frac{3.30^2}{8} = 410.34 \text{ daN/m}$$

b) Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée : $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée : $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

c) Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

• **Coordonnées du centre de gravité :**

$$v_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2,36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2,36}$$

$$v_1 = 7,32 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \frac{v_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(v_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{v_2^3}{3} + n \times A (d - v_1)^2$$

$$I_0 = 19451,645 \text{ cm}^4$$

d) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,0925 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,856$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4106,8}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 112,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4756,8}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 130,81 \text{ MPa}$$

e) Calcul de: μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 112,94 + 2,1}$$

$$\mu_j = \mu_g = 0,52$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 130,81 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,47$$

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,010925} = 3,69$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,010925} = 1,47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,52} = 7330.69 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 1,47 \times 0,52} = 12126.96 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,47} = 7825.33 \text{ cm}^4$$

f) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4103.4 \times 3.3^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 12126.96} = 0.34 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4103.4 \times 3.3^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 7330.69} = 0,19 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{4756.8 \times 3.3^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 7825.33} = 0,21 \text{ cm}$$

g) La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,34 - 0,19) + (0,21 - 0,19)$$

$$\Delta_{ft} = 0,17 \text{ cm}$$

h) La flèche admissible :

$$l = 3.30 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

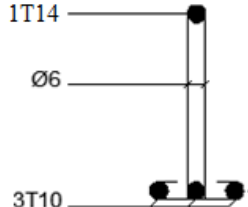
$$\Delta_{ft\max} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,17 \text{ cm} < \Delta_{ft\max} = 0,66 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

Après les calculs et la vérification, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.5: Tableau de ferrailage de la poutrelle.

			Armature longitudinal		Choix d'armatures	Armature transversal		Disposition des Armatures
			M [N.m]	A _t [cm ²]		T [N/m]	A _t [cm ²]	
Plancher courant	En travée	ELU	7570	1,22	3T10 <i>A_t = 2,36 cm²</i>	10550	2Φ6 <i>A_t = 0,57 cm²</i>	
		ELS	5890	Vérifiée				
	En appuis	ELU	- 4540	0.76	1T14 <i>A_a = 1,54 cm²</i>			
		ELS	- 3280	Vérifiée				
Plancher terrasse	En travée	ELU	8150	1,32	3T10 <i>A_t = 2,36 cm²</i>	11360	2Φ6 <i>A_t = 0,57 cm²</i>	
		ELS	6170	Vérifiée				
	En appuis	ELU	- 4890	0.82	1T14 <i>A_a = 1,54 cm²</i>			
		ELS	- 3570	Vérifiée				

CHAPITRE IV

CHAPITRE IV

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1 .ETUDE DE L'ACROTÈRE :

IV.1.1 /- Définition :

L'acrotère est un élément non structural, situé-en bordure de la toiture terrasse, et a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéités des infiltrations des eaux pluviales,
- La sécurité des personnes (joue le rôle d'un garde-corps qui forme un écran pour empêcher toute chute).

L'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- G (poids propres) sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q = 1 \text{ KN/ml}$

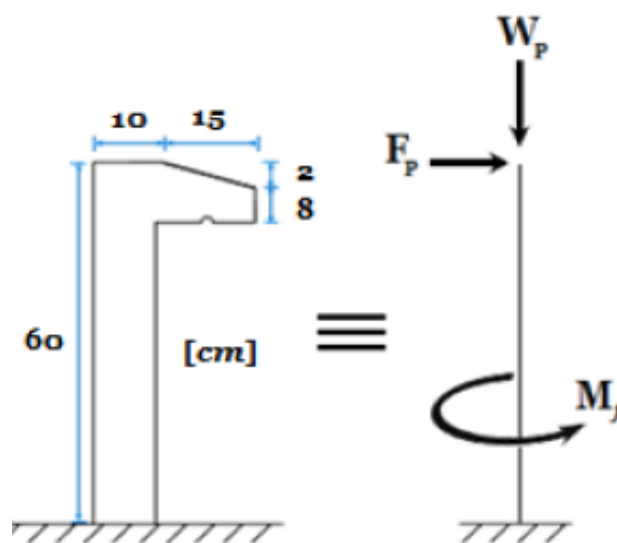


Figure IV-1: Schéma statique et dimensions d'acrotère.

- Le calcul sera effectué pour une bonde de 1m de largeur.

IV.1.2 /- Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console encadrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à une charge verticale (son poids propre W_p) et aux charges horizontales (vents ou séisme F_p) qui créent un moment de renversement M donnée par l'article 6.2.3/ RPA99, V2003.

Le calcul sera fait pour une bande de **1m** de largeur et une épaisseur de **10 cm** en flexion composée. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.1.3 /- Détermination des sollicitations :

- ❖ Le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = \rho \times v = [(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) \times 0.15}{2}] \times 1 \times 2500$$

$$W_p = 1.8375 \text{ KN}$$

- ❖ La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1]

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

- Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Élément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.8375$$

$$F_p = 0.882 \text{ KN}$$

- ❖ Effort normal et moment fléchissant :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$N_u = 1.35 W_p \quad \Rightarrow \quad N_u = 1.35 \times 1.8375 \quad \Rightarrow \quad N_u = 2.4806 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \quad \Rightarrow \quad M_u = 1.5 \times 0.882 \times 0.6 \quad \Rightarrow \quad M_u = 0.7938 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$N_{\text{ser}} = W_p \quad \Rightarrow \quad N_{\text{ser}} = 1.8375 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = F_p \cdot L \quad \Rightarrow \quad M_{\text{ser}} = 0.5292 \text{ KN.m}$$

IV.1.4 /- Détermination des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

❖ **Etat limite ultime :**

• Position du point d'application de l'effort normal : (N)

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.7938}{2.4806} = 0.32\text{m}$$

$$e_0 = 0.32\text{m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$

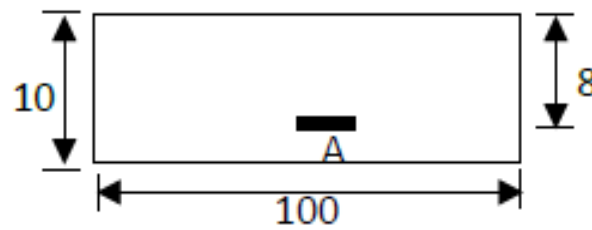


Figure IV-2 : Section de calcul.

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

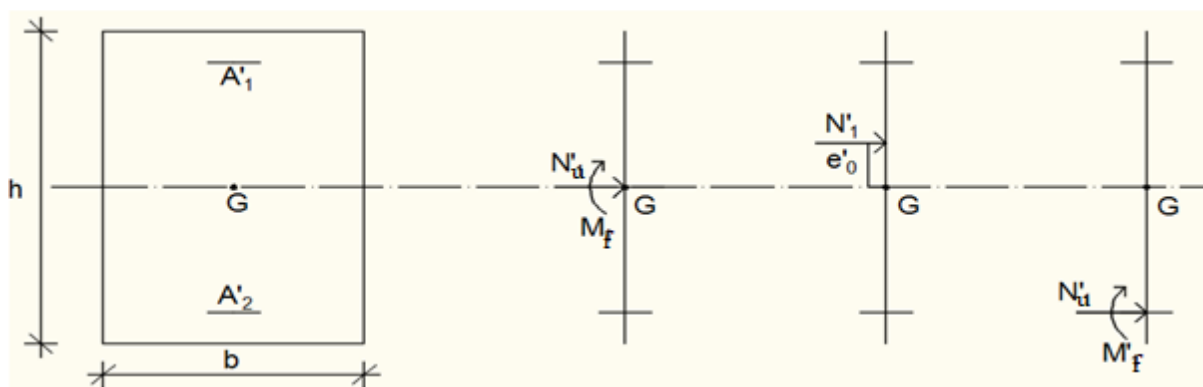


Figure IV-3 : Position du point d'application de l'effort normal N_u .

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot [e_0 + \frac{h}{2} - c'] = 248.06 \times [0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02] = 86.82 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_u = 0.8682 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{868.2}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \rightarrow \beta = 0,995$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{868.2}{348 \times 0,995 \times 8} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.32 - \frac{2480.6}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité [B.A.E.L.91] :

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armée d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton.

$$A_{\min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5T10/\text{mL} \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5T8/\text{mL} \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{52.92}{183.75} = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- Détermination des contraintes :

- C : Centre de pression (point d'application de l'effort normale de compression N_{ser}) ;

- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et

- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre.

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression $\rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\rightarrow c$ sera

Considéré comme négatif.

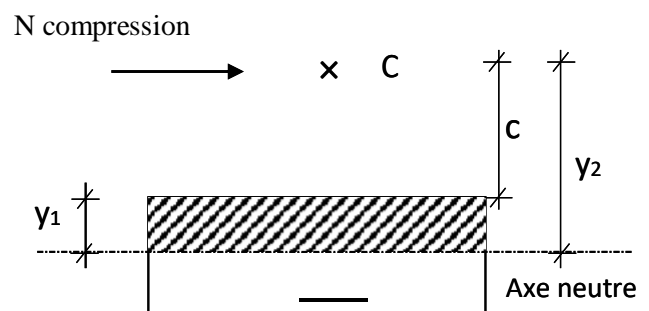


Figure IV-4 : Position de centre de pression.

- Calcul des contraintes :

y_2 : racine de l'équation : $y^2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$p = -3(c)^2 - \frac{90 \times A'}{b}(c - d') + \frac{90 \times A}{b}(d - c)$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{90 \times A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90 \times A}{b}(d - c)^2$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm} \rightarrow c = -24 \text{ cm} < 0$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \text{avec } \dot{A} = 0$$

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

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8+24) = -1614,82 \quad \rightarrow \quad p = -1614,82$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8+24)^2 = 24026,11 \quad \rightarrow \quad q = 24026,11$$

y_2 : est racines de l'équation : $y^2^3 - 1614,82 y^2 + 24026,11 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (24026,11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614,82)^3 \quad \rightarrow \quad \Delta = -46579385 < 0$$

$$\text{Cos} \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \rightarrow \varphi = 163,74^\circ ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 46,40$$

Remarque : y_2 est choisi tel que $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \Rightarrow y_2 = 26,89 \text{ cm}$

$$y_{21} = a \times \cos \frac{\varphi}{3} = 26,89$$

$$y_{22} = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -46,19 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 19,30 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq y_1 = 2,89 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad y_1 = 2,89 \text{ cm}$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \times Y^2_1}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (8 - 2,89) = 116,37 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837,5}{100 \times 116,37} = 0,16$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,16 \times 2,89 = 0,46 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,16 \times (8 - 2,89) = 12,26 \text{ MPA}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} f_{e2} ; 110 \times \sqrt{(n \times f_{tj})} \right] \rightarrow \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 201.68 \text{ MPA}$$

IV.1.5 /- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u = 1,5 \times F_p \quad \rightarrow T_u = 132,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100}$$

$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \tau_u = 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25$ → Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

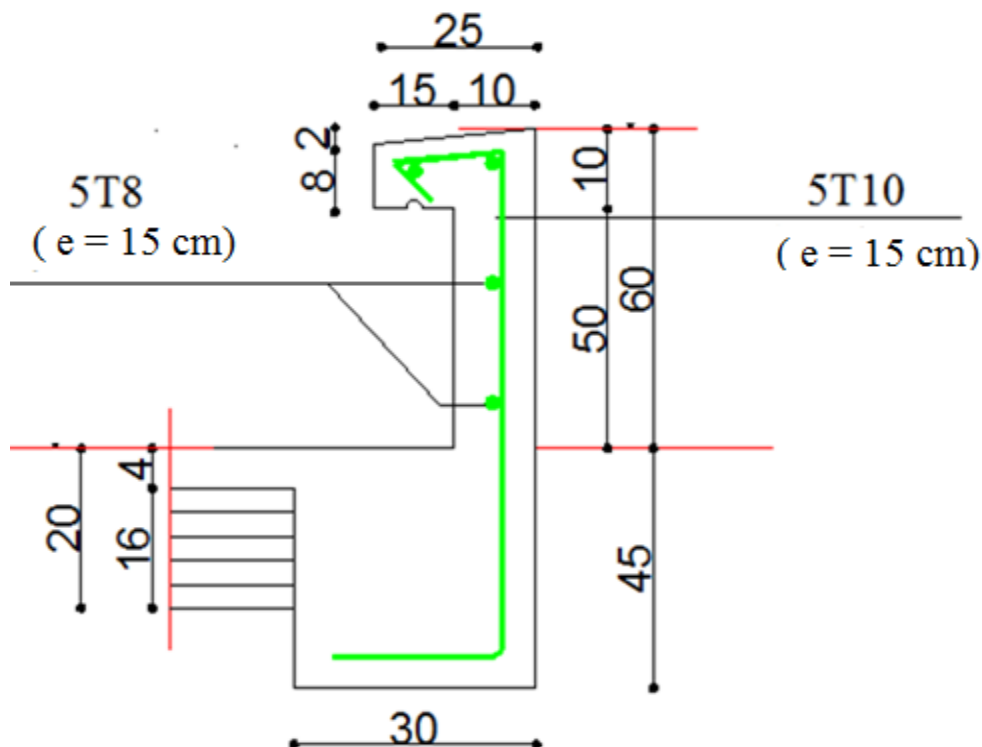
IV.1.6 /- Dessin de ferrailage :

Figure IV-5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.2 .ETUDE DES ESCALIERS :

IV.2.1 /- Définition :

L'escalier est un élément d'articulation verticale en béton armé qui permet d'atteindre les différents niveaux d'étage dans le bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à minimalisé l'effort et maximalisé la sécurité pour l'utilisateur.

IV.2.2 /- Eléments constitutifs :

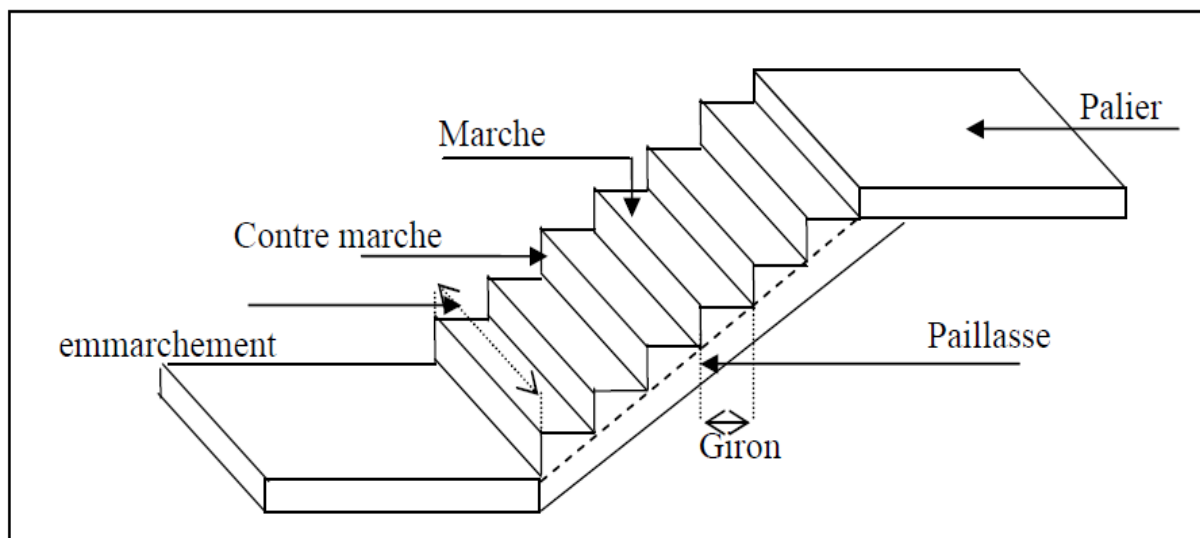


Figure IV- 6 : Schéma d'un escalier.

Emmarchement : La longueur de la marche ;

g : Giron (largueur d'une marche) ;

h : Hauteur d'une marche ;

Mur d'échiffre : Le mur qui limite l'escalier ;

Paillasse : Le plafond qui monte sous les marches ;

Contre-marche : La partie verticale d'une marche ;

Le jour : L'espace entre deux volées en projection horizontale ;

Le collet : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;

Ligne de foulée : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté de jour) ;

Volée : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;

Palier de repos : Partie horizontale d'un escalier entre deux volées et

Palier d'arrivée : Palier d'étage.

Dans notre projet, on a : Escalier à deux volées avec un palier de repos.

IV.2.3 /- Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm}$$

$$h = 17\text{cm} ; g = 30 \text{ cm.}$$

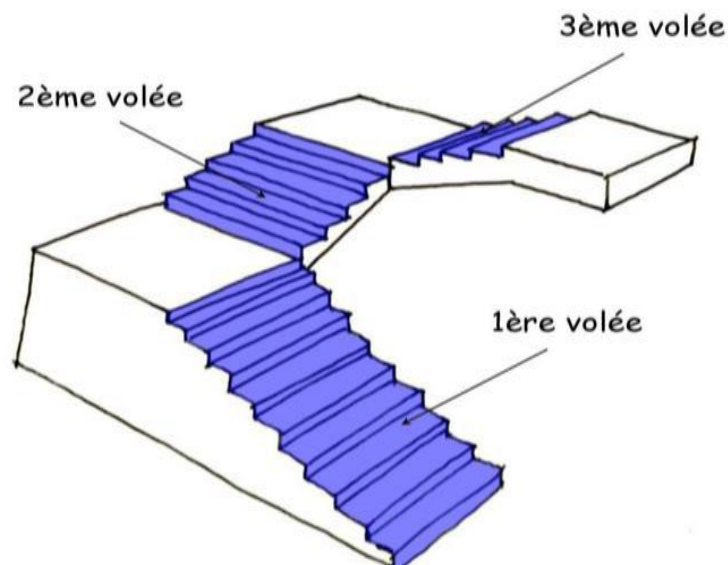


Figure IV-7 : schéma d'escalier de trois volées.

Selon la formule de « BLONDEL » ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64\text{cm} \leq 66 \text{ cm (Condition vérifiée).}$$

- Calcul du nombre de contre marche :

$$\Rightarrow N_{cm} = H / h = 306 / 17 = 18 \text{ contre marches}$$

On aura :

- ✓ 7 contres marches pour chacune des volées 1 et 3.
- ✓ 4 contres marches pour la volée 2.
- Nombre de marche (n) :

$$n = N_c - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ marches par la volée (1) et (3)}$$

$$n = N_c - 1 = 4 - 1 = 3 \text{ marches par la volée (2)}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = h / g = 17 / 30 = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

Dimensions de la paillasse :

- Paillasse pour volées (1) et (3) :

- **La longueur de la paillasse :**

$$L' = 0.17 \times 9 / \sin 29.54 = 3.103\text{m}$$

- **Epaisseur de la paillasse:** (paillasse porteuse)

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 310.3/30 < e < 310.3/20$$

$$\Rightarrow 10.34 < e < 15.51$$

On prend : **$e_p = 15\text{cm}$.**

-Paillasse pour volées (2) :

Escalier a marche porteuse : **$e_p = 6\text{cm}$.**

- **Conclusion :**

On a deux types de schéma statique :

- **1^{er} type :** Escalier à paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.
- **2^{ème} type :** Escalier à marche porteuses, les marches sont mono encastré dans un voile.

IV.2.3.1 /- Descente des charges :**1^{er} type** : escalier à 3 volée**1 - Volée** : (paillasse)**Tableau IV.1** : Les charges de la paillasse.

Matériaux	P (KN /m ³)	Ep (m)	G (KN /m ²)
1-Carrelage	22	0.02	0.44
2- Revêtement vertical	22	0.013	0.28
3- Mortier de pose	20	0.02	0.40
4-Lit de sable	18	0.02	0.36
5 –Marches	0.085	22	1.87
6- Paillasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$	25	0.15	4.31
7- Enduit au ciment	18	0.015	0.31
			G = 7.97KN/m²
			Q = 2.50KN/m²

- Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \times 7,97 + 1,5 \times 2,5 = 14.51 \text{ kN/m}^2$$

- Etat limite service (ELS) :

$$q_{\text{paillasse}} = 7,97 + 2,5 = 10.47 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1 = 14.51 \times 1 = 14.51 \text{ KN/m}$$

$$q_s = q_s \times 1 = 10.47 \times 1 = 10.47 \text{ KN/m}$$

2 – Palier :**Tableau IV.2:** charges permanentes et surcharges d'exploitation (palier).

Matériaux	P (KN /m ³)	Ep (m)	G (KN /m ²)
1- Carrelage	22	0.02	0.44
2-Mortier de pose	20	0.02	0.40
3-Lit de sable	18	0.02	0.36
4-Poids propre du palier (25xep)	25	0.15	3.75
5- Enduit au ciment	18	0.015	0.27
			G = 5.22 KN/m²
			Q = 2.50KN/m²

- Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \times 5,22 + 1,5 \times 2,5 = 10,80 \text{ kN/m}^2$$

- Etat limite service (ELS) :

$$q_{\text{palier}} = 5,22 + 2,5 = 7,72 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1 = 10,80 \times 1 = 10,80 \text{ KN/m}$$

$$q_s = q_s \times 1 = 7,72 \times 1 = 7,72 \text{ KN/m}$$

- **2^{ème} type :** (Escalier à marches porteuses)

$$h_{\text{moy}} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_{p2}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos (29,54^\circ)} = 6,90 \text{ cm}$$

$$h_{\text{moy}} = \frac{2 \times 6,90 + 17}{2} = 15,4 \text{ cm}$$

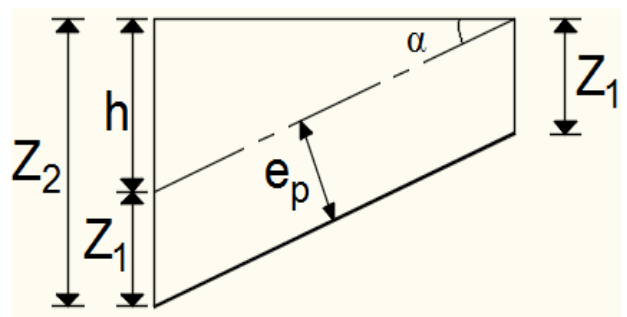


Tableau IV.3: charges permanentes et surcharges d'exploitation (marches porteuses).

Matériaux	G (KN/m ²)
1- Carrelage (0.44 x g)	0.13
2-Mortier de pose (0.40 x g)	0.12
3-Lit de sable (0.36 x g)	0.11
4- Revêtement vertical	0.20
5- Poids propre de la marche (25x hmoy x g)	1.15
6- Enduit au ciment ($0,18 \times \frac{1,5}{\cos^2 \alpha}$ x g)	0.11
G = 1.82 KN/m²	
Q = 2.50 x 0.3 = 0.75 KN/m²	

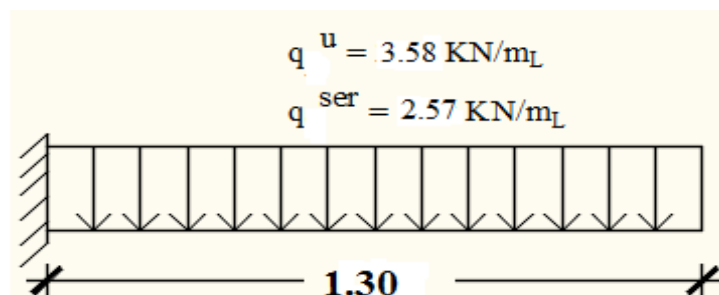
-Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}^u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,82 + 1,5 \times 0,75 = 3,58 \text{ KN/m}_L$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}^{\text{ser}} = G + Q = 1,82 + 0,75 = 2,57 \text{ KN/m}_L$$

IV.2.3.2/- Calcul du ferrailage :**A. Marches porteuses :****Figure IV- 8 :** Schéma statique de la marche porteuse.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}^u = 3,58 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -\frac{\bar{q}^u \cdot L^2}{2} = -\frac{3,58 \times 1,30^2}{2} = -3,02 \text{ KN} \cdot m$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3020}{14,2 \times 100 \times (13,4)^2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MP}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,9936$$

• Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{3020}{348 \times 0,9936 \times 13,4} = 0,65 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 13,4 \times \frac{2,1}{400} = 0,49 \text{ cm/m}_L$$

$$A^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 0,65 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_3^{\text{ser}} = 2,57 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -\frac{\bar{q}_3^{\text{ser}} \cdot L^2}{2} = -\frac{2,57 \times 1,3^2}{2} = -2,17 \text{ KN} \cdot m$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{3,02}{2,17} = 1,39 \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

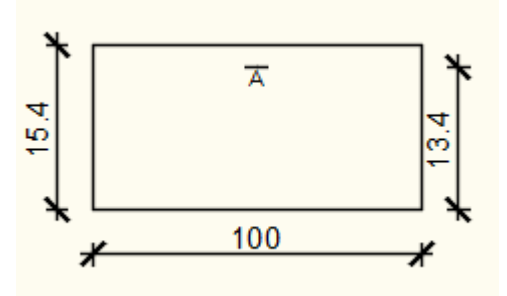


Figure IV-9 : Section de calcul.

$$\alpha = 0,016 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 Fissuration peu nuisible
 (Aucune vérification pour (σ_s))

• Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = \overline{q_3^u} \cdot L' = 3,58 \times 1,30 = 4,65 \text{ KN}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :
[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 13,4 \Rightarrow a = 12,06 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 4650 \text{ KN} \leq 0,267 \times 12,06 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 241501,5 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A. 5. 1. 3. 2. 1].

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[4650 + \frac{3020}{0,9 \times 13,4} \right] \times 10^{-2} = 0,14 \text{ cm}^2$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c) Vérification si

les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{4650}{30 \times 13,4 \times 10^2} = 0,12 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau_u} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d) Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{15,4}{35}; \frac{30}{10}; 1\right) = 0,44 \text{ cm} = 4,4 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$.

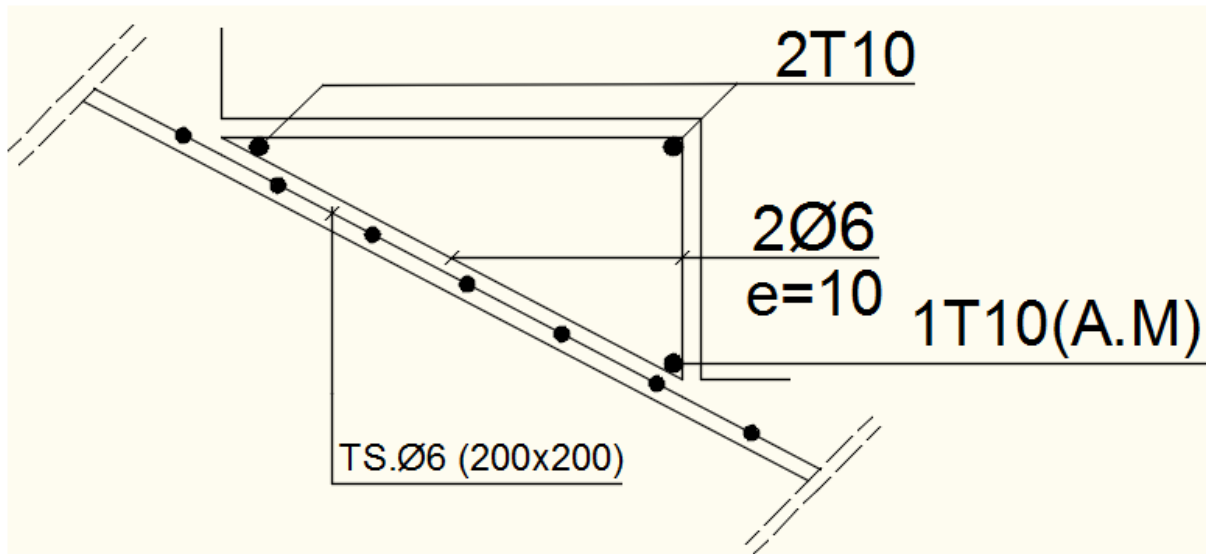


Figure IV- 10 : Coupe transversale sur la marche porteuse.

e) Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,56 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,12 - 0,3 \times 2,1)} = -6,88 \text{ cm (Valeur rejetée)}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(12,06; 40) = 12,06 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 30} = 10,97 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 10,97 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 10 \text{ cm}$.

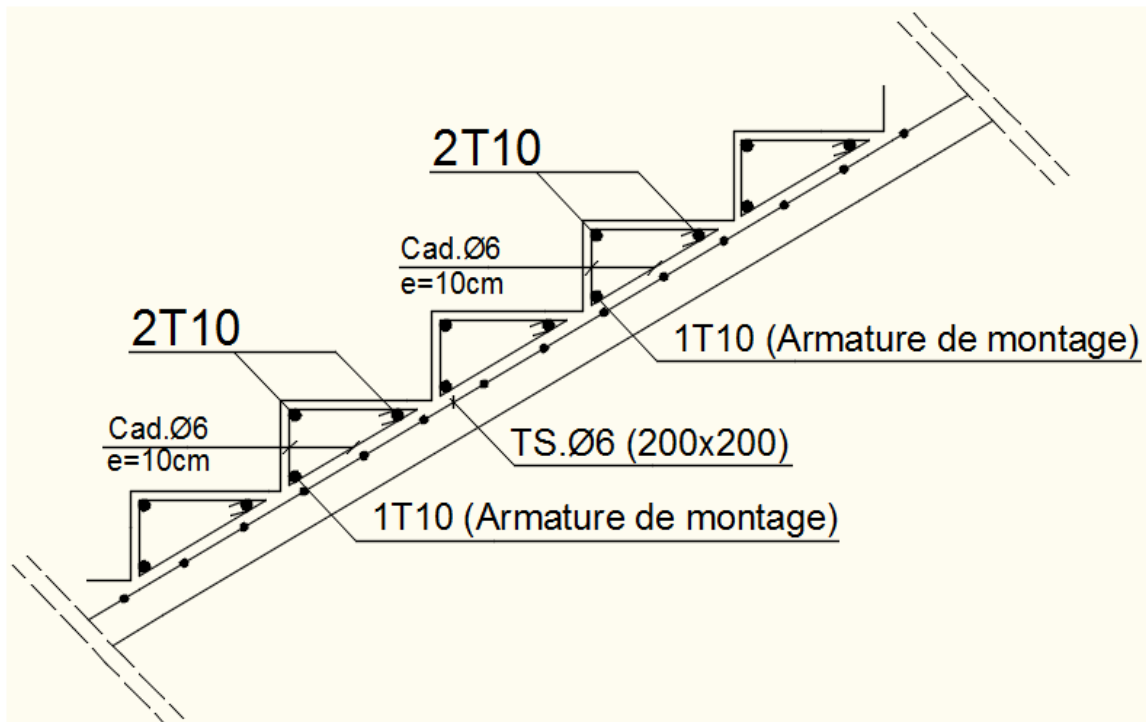


Figure IV-11 : Dessin de ferrailage de la marche porteuse.

B. Paillasse porteuse :

- Schéma statique :

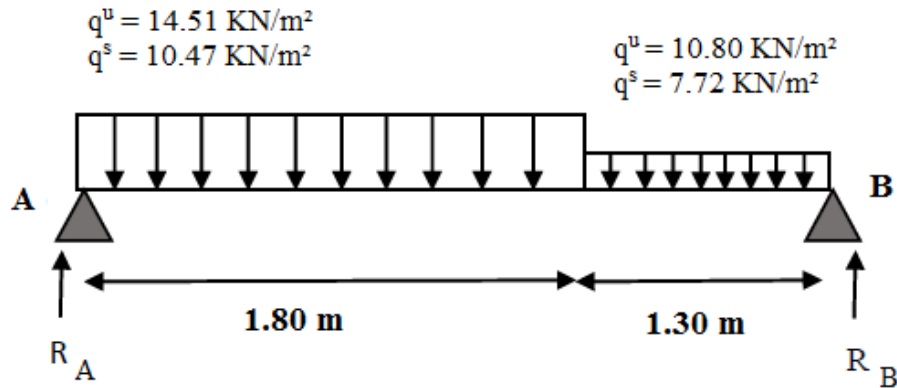


Figure IV-12 : Schéma statique de la paillasse porteuse.

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

- Calcul des réactions :

- $\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 1,80 + q_2^u \times 1,30$

$$R_A + R_B = 14,51 \times 1,80 + 10,80 \times 1,30 \Rightarrow R_A + R_B = 40,16 \text{ KN}$$

- $\Sigma M_B = 0 \Rightarrow$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 1,80 \times \left(\frac{1,80}{2} + 1,30\right) + q_2^u \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2}\right)}{3,10}$$

$$R_A = \frac{14,51 \times 1,80 \times \left(\frac{1,80}{2} + 1,30\right) + 10,80 \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2}\right)}{3,10} \Rightarrow R_A = 21,48 \text{ KN}$$

- $\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 1,80 \times \left(\frac{1,80}{2}\right) + q_2^u \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2} + 1,80\right)}{3,10}$$

$$R_B = \frac{14,51 \times 1,80 \times \left(\frac{1,80}{2}\right) + 10,80 \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2} + 1,80\right)}{3,10} \Rightarrow R_B = 18,68 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.80 \text{ m}$

$$\sum \mathbf{F/v} = \mathbf{0} \Rightarrow$$

$$T(x) = R_A - q_1^u \cdot x$$

$$T(x) = 21.48 - 14.51 x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 : T(0) = 21.48 \text{ KN} \\ x = 1.80 : T(1.80) = -4.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 21.48 x - 14.51 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \\ M(1.80) = 15.16 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max}^u \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 21.48 - 14.51x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{21.48}{14.51} = 1.48 \text{ m}$$

$$M_{\max}^u = M(1.48) = 21.48 \times (1.48) - 14.51 \times \frac{(1.48)^2}{2} \Rightarrow M_{\max}^u = 15.89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Moment en appuis :

$$M_a^u = -0,3M_{\max}^u = -4.77 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0,85M_{\max}^u = 13.51 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

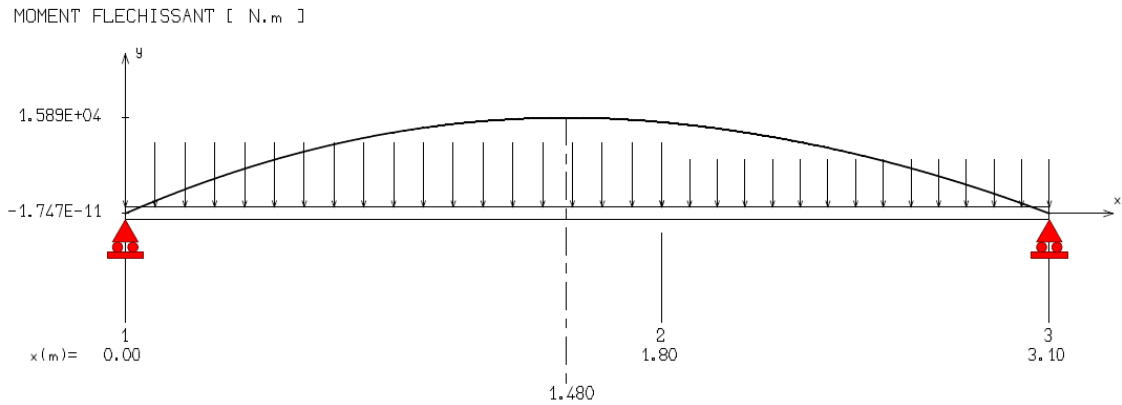


Figure IV-13 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

- Calcul des réactions :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 1,80 + q_2^s \times 1,30$$

$$R_A + R_B = 10,47 \times 1,80 + 7,72 \times 1,30 \Rightarrow R_A + R_B = 28,88 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow$$

$$R_A = \frac{q^s \times 1,80 \times \left(\frac{1,80}{2} + 1,30\right) + q^s \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2}\right)}{3,10}$$

$$R_A = \frac{10,47 \times 1,80 \times \left(\frac{1,80}{2} + 1,30\right) + 7,72 \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2}\right)}{3,10} \Rightarrow R_A = 15,48 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q^s \times 1,80 \times \left(\frac{1,80}{2}\right) + q^s \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2} + 1,80\right)}{3,10}$$

$$R_B = \frac{10,47 \times 1,80 \times \left(\frac{1,80}{2}\right) + 7,72 \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2} + 1,80\right)}{3,10} \Rightarrow R_B = 13,40 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,80 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_1^{\text{ser}} \cdot x$$

$$T(x) = 15.48 - 10.47 x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 : T(0) = 15.48 \text{ KN} \\ x = 1.80 : T(1.80) = -3.37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^{\text{ser}} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 15.48 x - 10.47 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \\ M(1.80) = 10.90 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\text{max}}^{\text{ser}} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 15.48 - 10.47x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{15.48}{10.47} = 1.48 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}}^{\text{ser}} = M(1.48) = 15.48 \times (1.48) - 10.47 \times \frac{(1.48)^2}{2} \Rightarrow M_{\text{max}}^{\text{ser}} = 11.44 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Moment en appuis :

$$M_a^{\text{ser}} = -0,3M_{\text{max}}^{\text{ser}} = -3.43 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{\text{ser}} = 0,85M_{\text{max}}^{\text{ser}} = 9.72 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

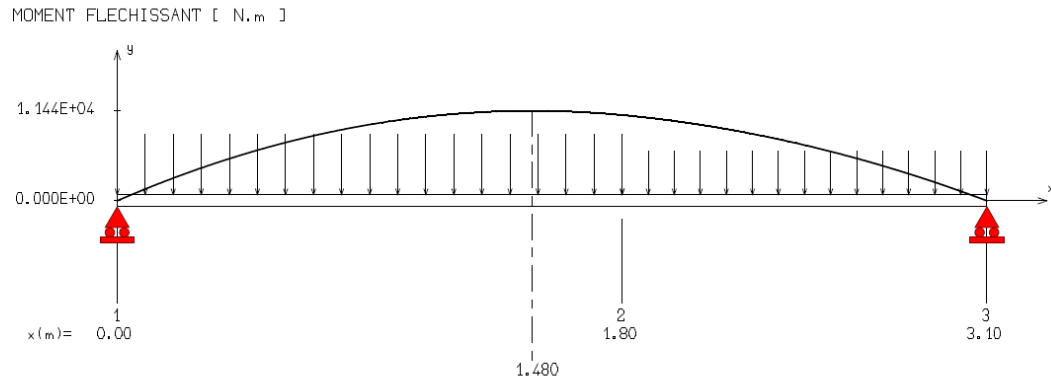


Figure IV-14 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

❖ Calcul du ferrailage :

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 13.51 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures

comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13510}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,056$$

$$\mu = 0,056 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,072$$

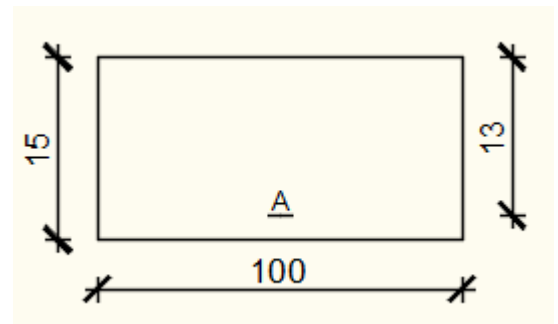


Figure IV-15: Section de calcul de la paillasse en travée

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,971$$

• Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13510}{348 \times 0,971 \times 13} = 3,08 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 3,08 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14\text{cm}^2/m_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{13.51}{9.72} = 1,39$$

$$\alpha = 0,072 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.08}{4}$$

$$= 0.77\text{cm}^2$$

$$/m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14\text{cm}^2/m_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

B. En appuis :

- Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = -4.77 \text{ KN.m}$$

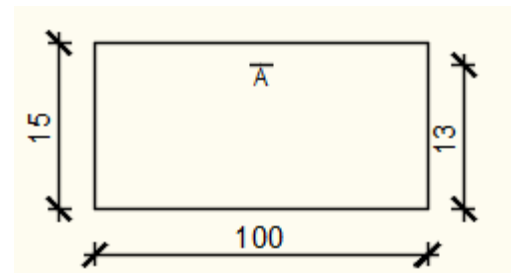


Figure IV-16: section de calcul de paillasse en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4770}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,020$$

$$\mu = 0,020 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4770}{348 \times 0,99 \times 13} \\ = 1,07 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1,20 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$4T10 \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

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

$$M_a^{\text{ser}} = -3,43 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \bar{A}' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{4,77}{3,43} = 1,39$$

$$\alpha = 0,025 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

• Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.80 \text{cm}^2/\text{m}_L$$

• Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.14 \text{cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

Remarque :

Pour des raisons pratique en prendra un espacement de $e = 20\text{cm}$

C. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 30,86 \text{KN} = 30860 \text{N}$$

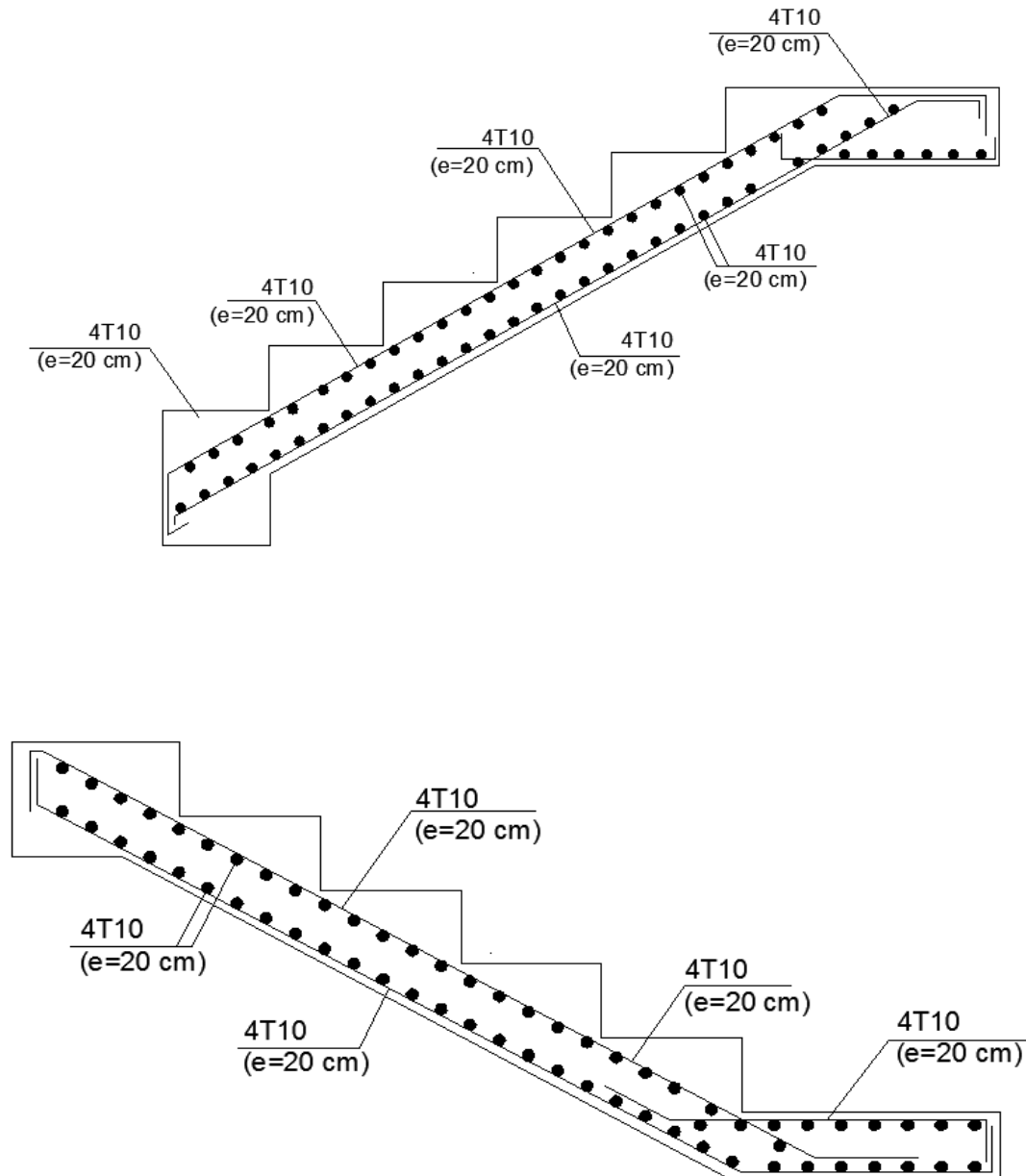
$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{21480}{100 \times 13 \times 100} = 0,17 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Dessin du ferrailage :**Figure IV-17:** Dessin de ferrailage de l'escalier.

IV.3 .ETUDE DES BALCONS :

IV.3.1 /- Définition :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « P ».

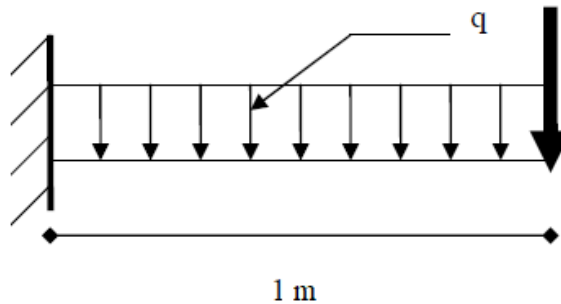


Figure IV- 18 : Schéma statique du balcon

- Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,20 m.

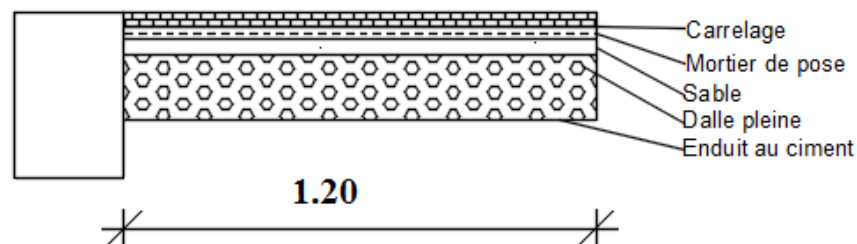


Figure IV- 19 : Coupe sur balcon.

IV.3.2 /- Descente de charges :

Epaisseur du balcon :

On prend $e = 15$ cm

Tableau IV.4 : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.

Matériaux	P (KN /m ³)	Ep (m)	G (KN /m ²)
1- revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2-Mortier de pose	20	0.02	0.4
3-Lit de sable	17	0.02	0.34
5-Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
6- Enduit au ciment	18	0.015	0.27
			G = 5.20 KN/m²
			Q = 3.50 KN/m²

Pour une bande de 1m de largeur : $G = 5,20 \times 1\text{m} = 5.20 \text{ KN/ml}$

a. Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm}$

$$G_m = (0.90 + 2 \times 1,5 \times 0.18) = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 3.06 - 0.15 = 2.91 \text{ m} \rightarrow P = 1.44 \times 2.91 = 4.19 \text{ KN/ml}$$

b. Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage d'habitation $\rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur : $Q = Q_1 \times 1,00 = 3.50 \text{ KN/ml}$.

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le Plus bas possible $\rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{hd}{10} \text{ avec } hd=15 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \varnothing_{\max} = 10 \text{ mm}$$

➤ Calcul de l'enrobage :

$$C = 10 + \frac{\varnothing}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \quad \rightarrow c = 15 \text{ mm}$$

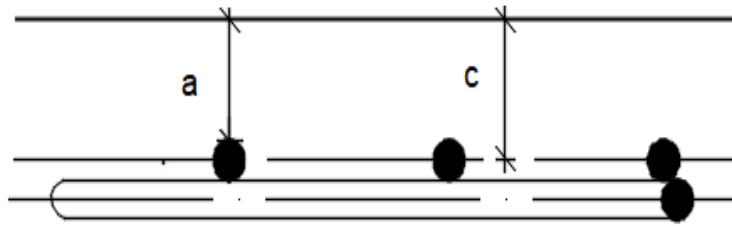


Figure IV-20 : Enrobage

➤ Hauteur utile :

$$d = h_d - c = 15 - 1,5 = 13,5 \quad \rightarrow d = 13,5 \text{ cm}$$

• Calcul du moment fléchissant :

✓ ELU :

$$M_u = - [1,35G + 1,5Q] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = - [(1,35 \times 5,20) + (1,5 \times 3,50)] \frac{1,2^2}{2} - 1,35 \times 4,19 \times 1,20 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = - 15,62 \text{ KN.m}$$

✓ ELS :

$$M_{ser} = - [G + Q] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{ser} = - [5,20 + 3,50] \frac{1,2^2}{2} - 4,19 \times 1,2 \times 1 \text{ m}$$

$$M_{ser} = - 11,29 \text{ KN.m}$$

IV.3.3/- Calcul du ferrailage :

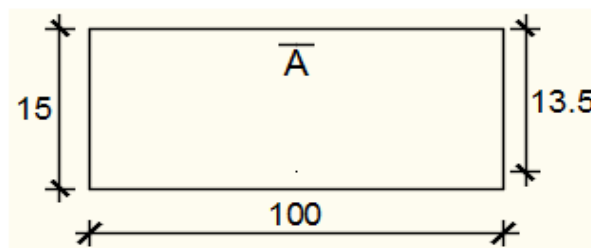


Figure IV-21: Section de calcul.

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_u = -15620 \text{ N.m}$$

▪ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15620}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.060$$

$$\mu = 0,060 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,080$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \Rightarrow \beta = 0,968$$

▪ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15620}{348 \times 0,968 \times 13,5} = 3.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1] :

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A = 3.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ Choix des armatures :

$$6\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 15\text{cm}).$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_s = -11290 \text{ N.m}$$

➤ Flexion simple

➤ Section rectangulaire

➤ Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{15620}{11290} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

❖ Conclusion

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$
 - Fissuration préjudiciable
(Aucune vérification pour σ_s)
- } les armatures calculées à ELU seront maintenues

- Armatures de répartition :

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

- Choix des armatures :

$$5T8/\text{ml} \longrightarrow A = 2,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

IV.3.4/- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35 P \times 1 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = (1,35 \times 5,20 + 1,5 \times 3,50) \times 1,2 + 1,35 \times 4,19 \rightarrow T_u^{\max} = 20,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{20380}{(100 \times 13,5) \times 100} = 0,15 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa}$$

} les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

IV.3.5/- Vérification de la flèche :

$$\frac{hd}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4,71}{100 \times 13,5} = 0,0035 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

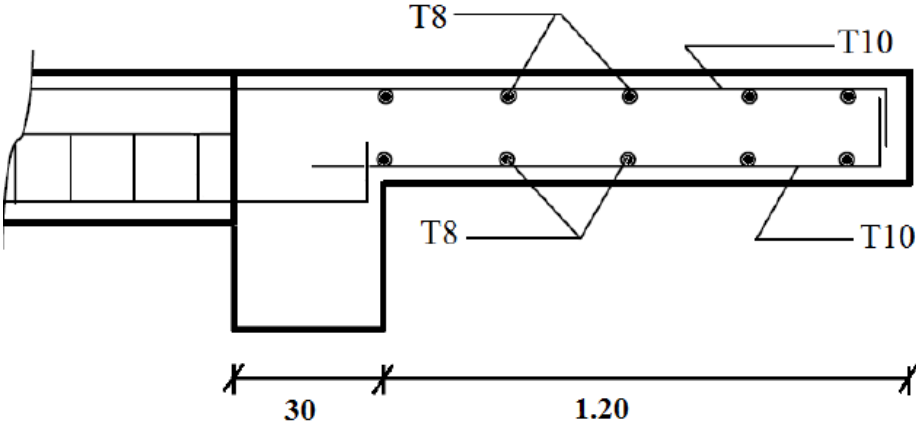


Figure IV-22: schéma de ferrailage du Balcon

CHAPITRE V

CHAPITRE V

ETUDE SISMIQUE

V.1.INTRODUCTION :

Toute structure est susceptible d'être soumise à des chargements variables. L'une de ces actions est le séisme, qui est une libération brutale d'énergie potentielle, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. De ce fait les structures doivent être construites de manière adéquate afin de résister aux secousses sismiques tout en respectant les recommandations du règlement parasismique.

V.2.OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3.PRESENTATION DU LOGICIEL ETABS :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS**. Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI..etc*). De plus de part ça

spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SOCOTEC*).

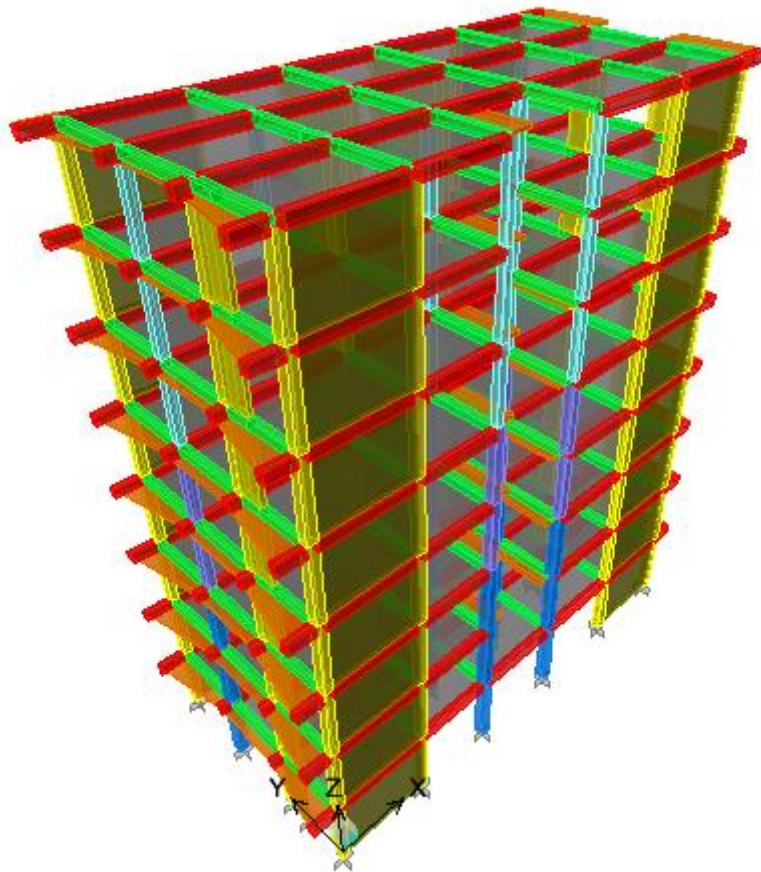


Figure V – 1 : Modélisation du bâtiment

V.4.METHODE 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 accélérogramme.
- ❖ Méthode statique équivalente.

V.4.1/-Méthode statique équivalente :

❖ Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Majeures une ductilité suffisante ;
- Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques.

❖ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

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

❖ Zone I

Tous groupes.

❖ Zone IIa

Groupe d'usage 3.

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

❖ Zone IIb et III

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

V.4.2/-Méthode d'analyse modale spectrale :

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

V.4.3/-Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

- Dans le cas de notre bâtiment étudié vu l'irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode **d'analyse modale spectrale** pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.5. LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :

V.5.1/- Principe :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V.5.2/-Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : Poids de la structure.

V.5.2.1/-Classification du Site :

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ❖ Catégorie S1 (site rocheux).
- ❖ Catégorie S2 (site ferme).
- ❖ Catégorie S3 (site meuble).
- ❖ Catégorie S4 (site très meuble).

Tableau V.1 : Classification du Site.

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

- Notre structure est située dans un site de catégorie **S2**.

V.5.2.2/-Coefficient d'Accélération de Zone A :

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le (Tableau V.2) des RPA 99/Ver.2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour un ouvrage du groupe usage 2 en Zone IIa

Tableau V.2 : Coefficient d'Accélération de Zone A

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

➤ On a : **A** = 0.15

V.5.2.3/-facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

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

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

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par (Tableau V .1)

1. Périodes Caractéristiques T₁; T₂ :

On a pour un site ferme (S2)

$$\begin{cases} \mathbf{T_1} = 0,15s \\ \mathbf{T_2} = 0,4s \end{cases}$$

2. Calcul de η :

❖ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

Tableau V.3 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant : $\xi = 7\%$, pour les Portiques en béton armé avec un remplissage dense

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0,882 \geq 0,7$$

V.5.2.4/-Coefficient de Comportement Global de la Structure R :

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Selon le tableau 4.3 du RPA99/version 2003, pour un système de **contreventement (R =3.5)**.

V.5.2.5/-facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$

P_q: les pénalités qui dépendent de plusieurs critères qui sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V.4 : Valeur des Pénalités du facteur de qualité P_q.

Critère « q »	P _{qx}	P _{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
Σ	0.15	0.15

$$Q = Q_x = Q_y = 1 + 0.15 = 1.15$$

RPA logiciel

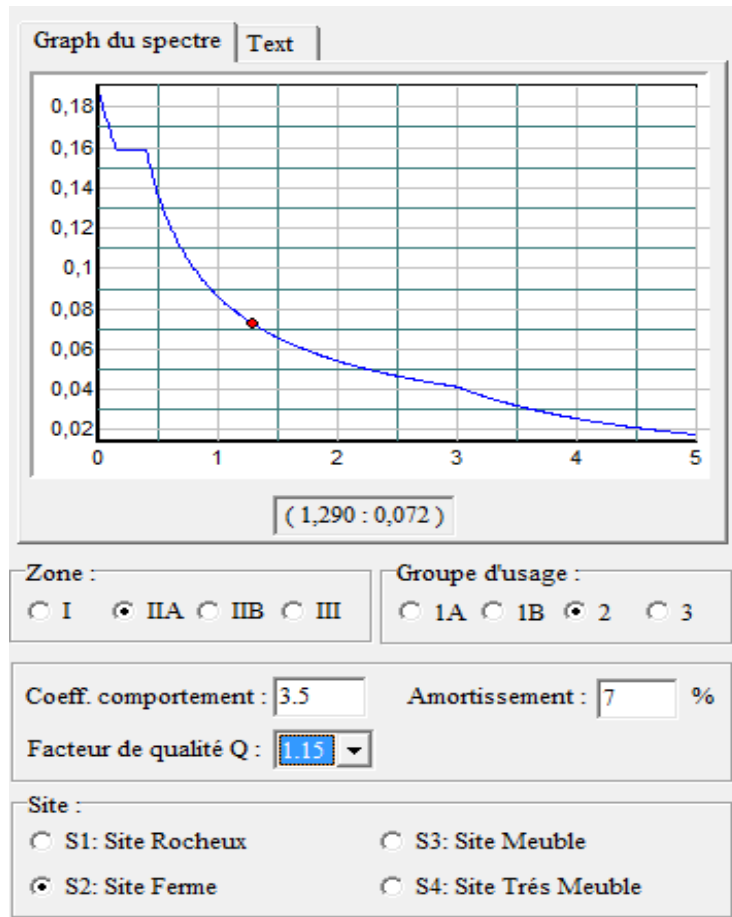


Figure V-2: Diagramme spectre de réponse

V.5.2.6/-Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

- ❖ h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- ❖ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 du **RPA99/v2003** page 42.

1. Estimation de la période fondamentale :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

❖ h_N : hauteur de notre structure $h_N = 24.48\text{m}$

❖ C_T : notre structure assuré partiellement par des voiles en béton armé : $C_T = 0.05$

$$T = 0,05 \times 24.48^{3/4} = 0,55 \text{ sec}$$

2. Périodes:

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

a) Sens-x

$$h_N = 24.48 \text{ m} ; D_x = 19.10\text{m}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{19.10}} = 0.50\text{s}$$

b) Sens-y

$$h_N = 24.48 \text{ m} ; D_y = 9.60\text{m}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{9.60}} = 0.70\text{s}$$

Donc : T empirique= ($T_x = 0.50 \text{ s}$ et $T_y = 0.70 \text{ s}$)

$$T_x = \min (0,55 ; 0,50) \rightarrow T_x = 0,50 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0,55 ; 0,70) \rightarrow T_y = 0,55 \text{ s}$$

V.5.2.7/-Facteur d'Amplification D :

$$\text{On adopte : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

a) Sens-x

$$D(x) = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0.882 \left(\frac{0.4}{0.50} \right)^{2/3} = 1.900$$

b) Sens-y

$$D(y) = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,55} \right)^{2/3} = 1,783$$

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel ETABS :

W = 1467.416 ton

Tableau V.5 : La Masse de la structure

STORY	DIAPHRAGM	MASSX
STORY8	D8	176.437
STORY7	D7	179.772
STORY6	D6	181.72
STORY5	D5	182.554
STORY4	D4	183.568
STORY3	D3	184.558
STORY2	D2	185.729
STORY1	D1	193.078
somme		1467.416

Donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,90 \times 1,15}{3,5} \times 1467,416 = 137,41 \text{ Ton}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,78 \times 1,15}{3,5} \times 1467,416 = 128,73 \text{ Ton}$$

V.6.DISTRIBUTION VERTICALE DE LA FORCE SISMIQUE :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : la force contenue au somme de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration:

$$\begin{cases} F_t = 0,07.T.V \leq 0,25V \\ F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7 \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} T_y \geq 0,7s \\ T_x < 0,7s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_{ty} = 0,07 V_y T_y \leq 0,25V_y \\ F_{tx} = 0 \end{cases}$$

$$F_{ty} = 0,07 \times 128,73 \times 0,50 = 4,51 \text{ Ton} \leq 0,25 \times 128,73 = 32,18 \text{ Ton}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : le niveau ou s'exerce la force F_i.

W_i W_j: poids revenant aux planchers, i,j.

h_j : niveau d'un plancher quel conque.

Tableau V.6: disposition de la force sismique

STORY	MASSX	ELEVA	W*HI	FIX (T)	FIY(T)	VX (T)	VY (T)
STORY8	176,437	24,48	4319.17776	29.722	20.884	137.41	128.73
STORY7	179,772	21,42	3850.71624	26.498	18.619	137.41	128.73
STORY6	181,72	18,36	3336.3792	22.959	16.132	137.41	128.73
STORY5	182,554	15,3	2793.0762	19.220	13.505	137.41	128.73
STORY4	183,568	12,24	2246.87232	15.462	10.864	137.41	128.73
STORY3	184,558	9,18	1694.24244	11.658	8.192	137.41	128.73
STORY2	185,729	6,12	1136.66148	7.821	5.496	137.41	128.73
STORY1	193,078	3,06	590.81868	4.066	2.857	137.41	128.73
Somme	1467.416	110.16	19967.944				

V.7. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS :

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e$$

Avec :

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k-1" avec :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement $R = 3,5$

h_e : hauteur de l'étage

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau K.

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion). D'après les résultats donnés par le ETABS.

Les déplacements relatifs des noeuds maîtres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : vérification des déplacements

STORY	δ_x max (CM)	δ_y max (CM)	HAUTEUR/ 100 / R (CM)	VERIFICATION	VERIFICATION
STORY8	0,1518	0,2696	0,8742857	CV	CV
STORY7	0,1543	0,2814	0,8742857	CV	CV
STORY6	0,1545	0,2864	0,8742857	CV	CV
STORY5	0,1501	0,2818	0,8742857	CV	CV
STORY4	0,1393	0,2641	0,8742857	CV	CV
STORY3	0,1186	0,2264	0,8742857	CV	CV
STORY2	0,0869	0,1666	0,8742857	CV	CV
STORY1	0,0418	0,0737	0,8742857	CV	CV

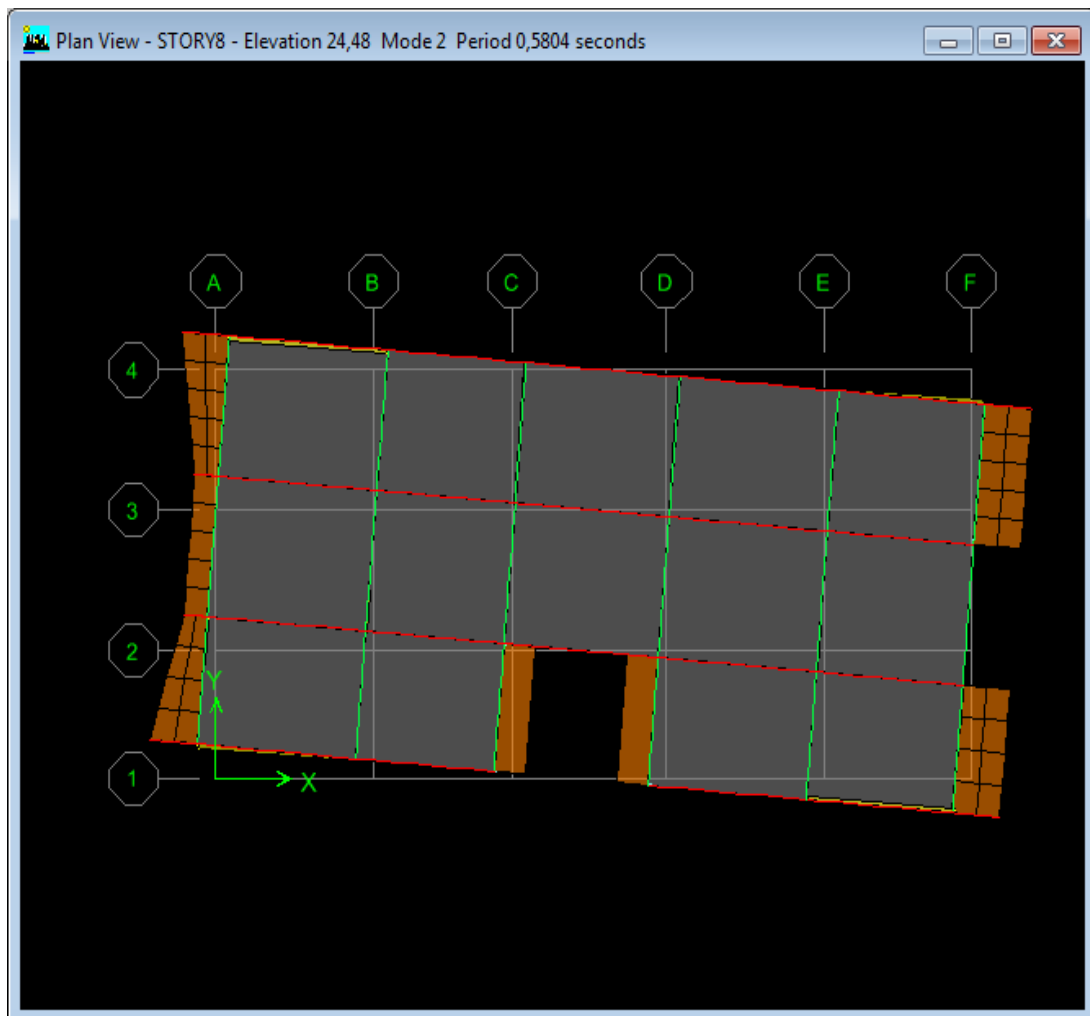
➤ **Mode 2**

Figure V- 4 : Participation massique dans le deuxième mode

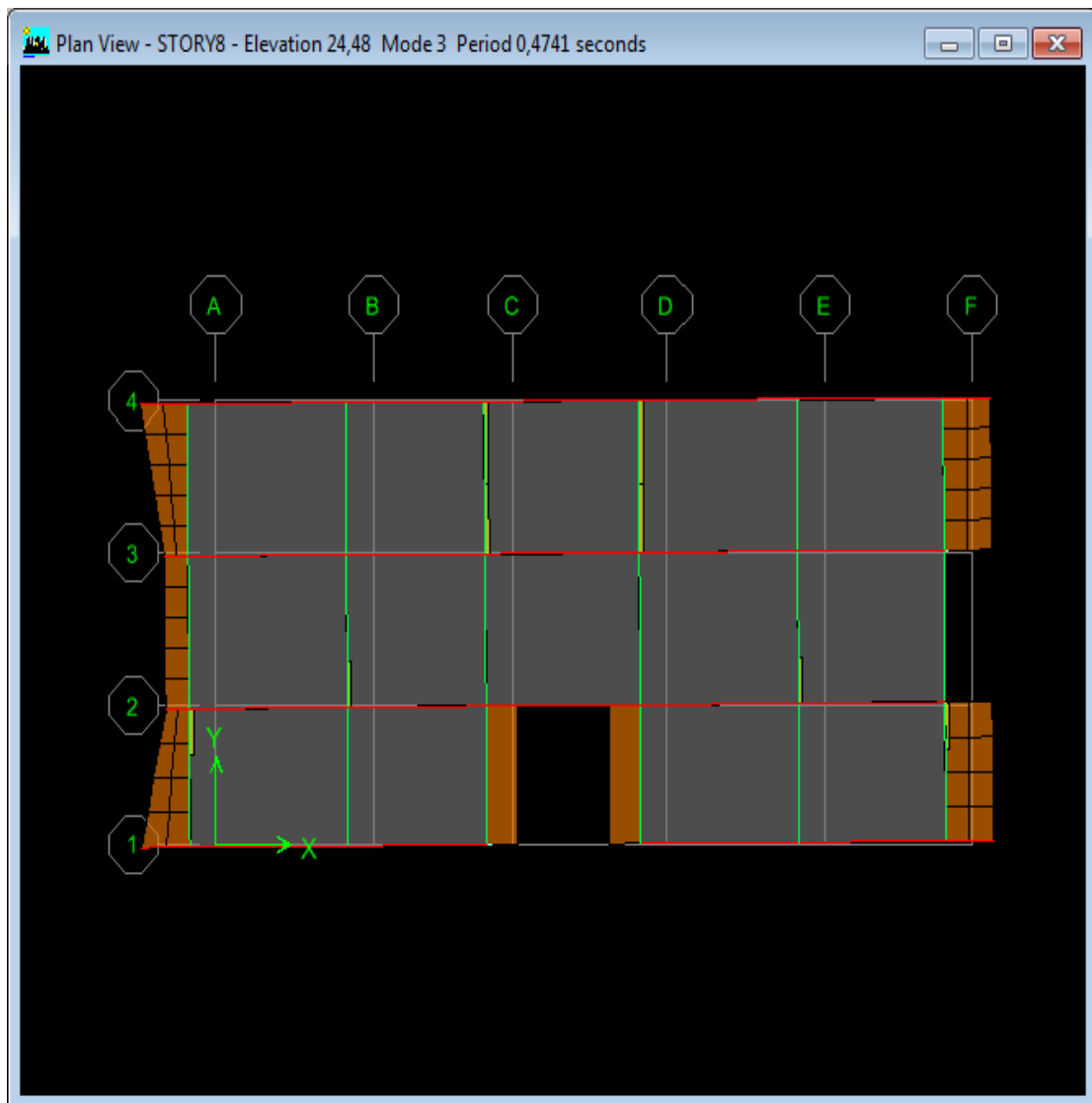
➤ **Mode 3**

Figure V- 5 : Participation massique dans le troisième mode

Tableau V.8 : Vérification des modes

Mode	Période	Ux	Uy	SumUx	SumUy	Rz
1	0,718466	0	68.946	0	68.946	0
2	0,580048	68.1167	0	68.1167	68.946	70.0618
3	0,47382	0.3516	0.0014	68.47	68.9474	0.4049
4	0,170148	0.0002	17.9276	68.4701	86.875	0.0039
5	0,145654	0.0064	0.005	68.4765	86.8801	17.3528
6	0,111248	19.1749	0.0003	87.6514	86.8804	0.0202
7	0,072744	0.0013	6.7773	87.6527	93.6577	0.0058
8	0,064943	0.0124	0.0066	87.665	93.6643	6.4376
9	0,048547	6.9493	0.0026	94.6143	93.6669	0.0194
10	0,042765	0.0053	3.2237	94.6196	96.8906	0.0048
11	0,039236	0.0073	0.0058	94.6269	96.8964	2.9394
12	0,029729	1.0312	1.0883	95.658	97.9847	0.0141

T max (1,3T_x, 1,3T_y, 1,3T) > T Empirique

Tableau V.9: Variation de la période

T _x	T _y	T	T _x ×1.3	T _y ×1.3	T×1.3	T Empirique	T max (tx ty T)	Condition de RPA
0,50	0,70	0,55	0,65	0,91	0,715	0,72	0,91	CV

V.8. JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P Δ :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. Ce Phénomène est appelé « effet P Δ ».

D'après l'article du RPA (5.9) 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 :

$$\theta = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges

D'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau «k-1»

h_k : hauteur de l'étage « k »

➤ **Pour le sens X**

Tableau V.10 : Justification vis à vis de l'effet P Δ sens x

STORY	P _k (T)	D _k (cm)	V _k (T)	h _k (cm)	vérif
STORY8	176,437	0,1518	26,94	306	0,0032489
STORY7	179,772	0,1543	86,07	306	0,0010532
STORY6	181,72	0,1545	103,63	306	0,0008854
STORY5	182,554	0,1501	13,87	306	0,0064562
STORY4	183,568	0,1393	10,75	306	0,0077735
STORY3	184,558	0,1186	7,94	306	0,009009
STORY2	185,729	0,0869	4,11	306	0,0128332
STORY1	193,078	0,0418	139,76	306	0,0001887
Maximum					0,0128332

➤ Pour le sens Y

Tableau V.11 : Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens y

STORY	Pk (T)	Dk (cm)	Vk (T)	hk (cm)	vérif
STORY8	176,437	0,2696	26,94	306	0,0057702
STORY7	179,772	0,2814	86,07	306	0,0019208
STORY6	181,72	0,2864	103,63	306	0,0016412
STORY5	182,554	0,2818	13,87	306	0,0121209
STORY4	183,568	0,2641	10,75	306	0,0147379
STORY3	184,558	0,2264	7,94	306	0,0171976
STORY2	185,729	0,1666	4,11	306	0,0246032
STORY1	193,078	0,0737	139,76	306	0,0003327
Maximum					0,0246032

V.9. L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :

La résultante des forces à la base 'F' obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques Déterminées par la méthode statique équivalente 'V (RPA99 ; 2003 Article. 4.3.6)

Tableau V.12 : Vérification L'efforts Cisaillement

Sens	V (Dyn) (T)	V (stat.eq)	80%V stat.eq	0.8Vstat≤V(Dyn)
X	140	144.02	115.21	Oui
Y	110	135.98	108.78	Oui

CHAPITRE VI

CHAPITRE VI

ETUDE DES PORTIQUES

VI.1.INTRODUCTION :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres) L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI.2.DEFINITION :

- **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

- **Voiles :**

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur $h \geq (4 \times e)$ qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dûs au séisme.

VI.3.FERRAILLAGE DES PORTIQUES :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivantes :

- **G** : Charges permanentes.
- **Q** : Charges d'exploitations.
- **E** : Efforts sismiques.

VI.3.1/-Combinaisons d'actions :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

- $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$ Etat Limite ultime.
- $G+Q \longrightarrow$ Etat Limite de service.

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
 - $G + Q \pm E$
- } \implies Poteaux
- $G + Q \pm 1.2 E \implies$ Poutres

Les efforts sont calculés en tenant compte des combinaisons obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

VI.3.2/-Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

a) Ferrailages réglementaires :

1) **Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :**

➤ **Armature longitudinale :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone IIa.
- Armatures maximale $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone IIa.

Avec : **B** : Section de la poutre.

➤ **Armatures transversales** :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \text{ min} = 0,003 \times S \times b$$

Avec:

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

-Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12/\times 0 \right)$$

-En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

2) Règlement BAEL91 :[BAEL91r99 /Article-4.2]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times \frac{f_{t,28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b) Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "**ETABS**" ; on obtient les résultats suivants :

Tableau VI.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m] et efforts tranchants

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x40)	Poutres secondaires (30x30)
E.L.U (1,35G+1,5Q)	M _t [kN.m]	37.5	20.5
	N [kN]	0	0
	M _a [kN.m]	-52.6	-27.5
	N [kN]	0	0
E.L.S (G+Q)	M _t [kN.m]	27.4	14.8
	N [kN]	0	0
	M _a [kN.m]	-38.4	-19.8
	N [kN]	0	0
A.C.C (G+Q±E) (0,8 G ± E)	M _t [kN.m]	70.4	50.6
	N [kN]	0	0
	Ma [kN.m]	-73	-63.2
	N [kN]	0	0
Effort Tranchant	T [kN]	74.9	75.7

➤ **Armatures longitudinales :**

1. Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

- Poutre principale : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$

2. Conditions imposées le BAEL91 :

- **Poutre principale :**

$$h = 40 \text{ cm}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire :**

$$h = 30 \text{ cm}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \times h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

3. Exemple de Calcul : Poutres principales (30 x 40) cm²

A. En travée :

❖ Situation durable et transitoire :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 37,5 \text{ KN.m} = 37500 \text{ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{37500}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,068 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,088$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,965$$

• Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{37500}{348 \times 0,965 \times 36} = 3,10 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{\text{acc}} = 70,4 \text{ KN.m} = 70400 \text{ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{70400}{18,48 \times 30 \times (36)^2} = 0,098$$

$$\mu = 0,098 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow \text{(acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

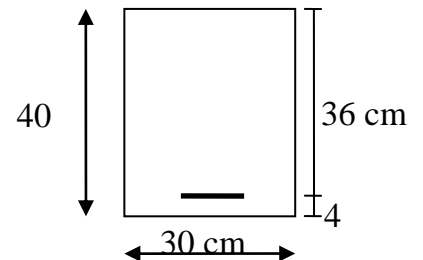


Figure VI-1 : Schéma d'une section de calcul en travée.

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.129$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.948$$

- Détermination des armatures :

$$A^{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{70400}{400 \times 0,948 \times 36} = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}; A_{\text{acc}}) \Rightarrow A_t = 5.16 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$3T14 + 2T12 \longrightarrow A = 6.88 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^s = 27.4 \text{ kN.m} = 27400 \text{ N.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \overline{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{37500}{27400} = 1,37$$

$$\alpha = 0,088 <$$

⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour (σ_s))

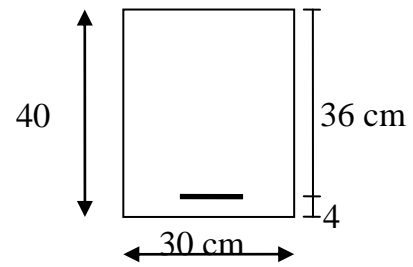
B. En appuis :❖ **Cas fondamentaux :**➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

Figure VI – 2: Section de calcul en Appuis.

$$M_a^u = 52.6 \text{ KN.m} = 52600 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{52600}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,095$$

$$\mu = 0,095 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,125$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,95$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{52600}{348 \times 0,95 \times 36} = 4,42 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{\text{acc}} = 73 \text{ KN.m} = 73000 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{73000}{18,48 \times 30 \times (36)^2} = 0,102$$

$$\mu = 0,102 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,135$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,946$$

- Détermination des armatures :

$$A_{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{73000}{400 \times 0,946 \times 36} = 5.36 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) \Rightarrow A_a = 5.36 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$3T14+2T12 \longrightarrow A = 6.88 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = 38.4 \text{ KN.m} = 38400 \text{ N.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \hat{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{52600}{38400} = 1,40$$

$$\alpha = 0,125 < \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

- c) Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{max} = 74.9 \text{ KN} = 74900 \text{ N}$$

- a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32,4 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 74900 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1,15}{400} \left[74900 + \frac{52600}{0,9 \times 36} \right] \times 10^{-2} = 2,20 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{74900}{30 \times 36 \times 10^2} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d. Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,30 \right) = 1,14 \text{ cm} = 11,4 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow 4\phi_8 \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2.$$

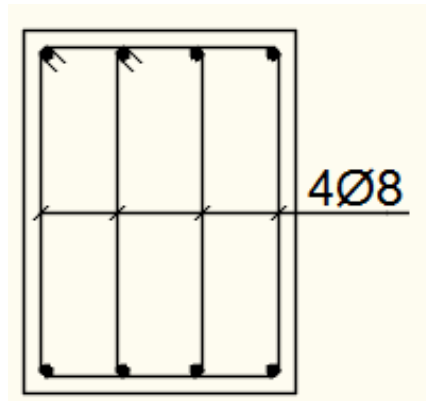


Figure VI – 3 : Armatures transversales.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,69 - 0,3 \times 2,1)} = 209,9 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(32,4 ; 40) = 32,4 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm} [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 32,4 \text{ cm}$$

❖ Selon le RPA99 (version2003) :

➤ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \emptyset\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,30\right) = 10 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm} \text{ en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm} \text{ en zone nodale} \end{array} \right.$$

e. Vérification des armatures transversales:

➤ Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,005 \times 10 \times 30 = 1,15 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante :

$$A_{t \min} = 0,005 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2$$

f. Longueur de recouvrement :

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre $L_r = 40 \phi$

$$L_r = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm} .$$

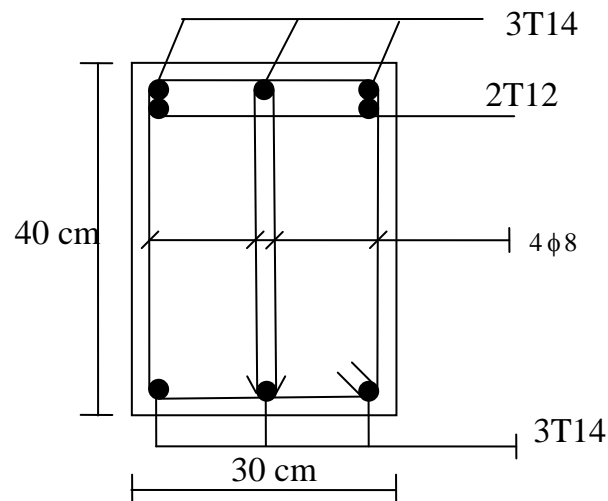


Figure VI - 4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (Appuis)

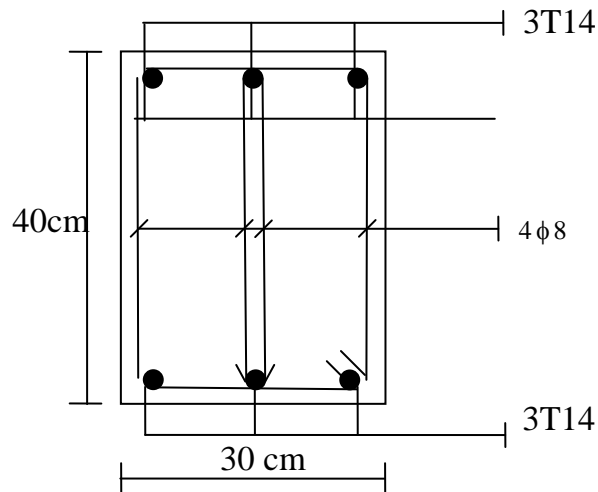


Figure VI- 5 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (Travée)

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

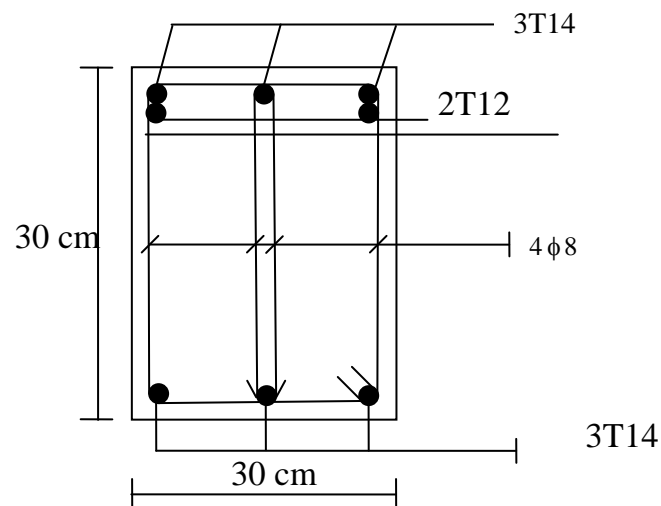
Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	5.16	3T14 Filante + 2T12 Chapeaux	6.88	$\phi 8$	15	10
Poutres principales	Appui	5.36	3T14 Filante + 2T12 Chapeaux	6.88	$\phi 8$	15	10

4. Etude des poutres secondaires P.S (30 x 30) :

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales.

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres Secondaires

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres Secondaires	Travée	3.65	3T14	4.62	$\phi 8$	15	10
Poutres Secondaires	Appui	6.40	3T14 Filante + 2T12 Chapeaux	6.88	$\phi 8$	15	10

**Figure VI - 6 :** Schéma de ferrailage de la poutre Secondaire (Appuis)

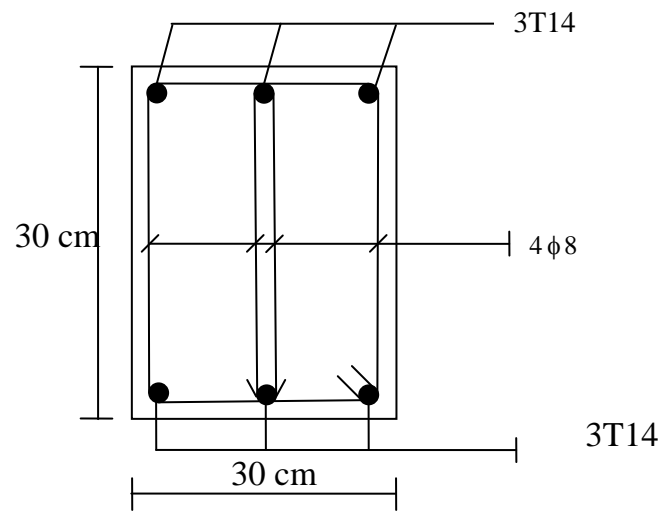


Figure VI - 7 : Schéma de ferrailage de la poutre Secondaire (Travée)

Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.

Type des poutres		A cal [cm ²]	Barres choisis	A corr [cm ²]
Poutres Principales (30x40)	Travées	5.16	3T14 + 2T12	6.88
	Appuis	5.36	3T14 + 2T12	6.88
Poutres Secondaires (30x30)	Travées	3.65	3T14	4.62
	Appuis	6.40	3T14 + 2T12	6.88

VI.3.3/-Etude des poteaux :

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_{y-y} , M_{z-z}) (voir fig.VI.8)

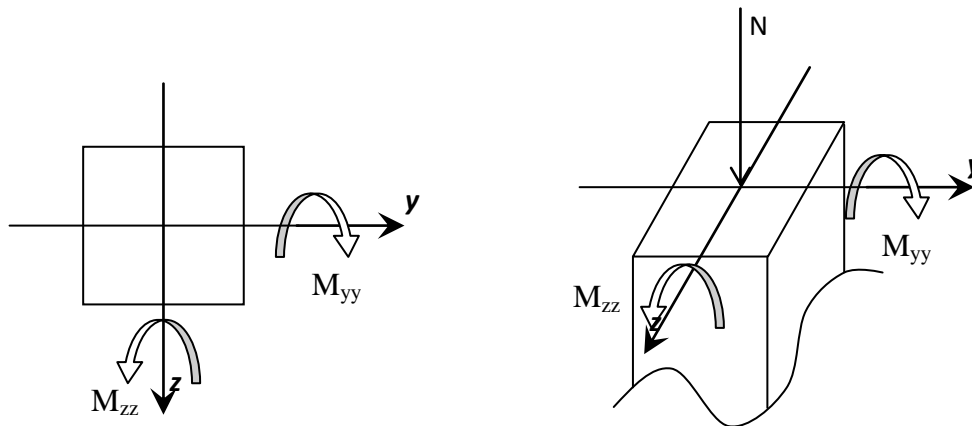


Figure VI - 8 : Sollicitation sur les poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Une section partiellement comprimée (**s.p.c**).
- ❖ Une section entièrement comprimée (**s.e.c**).
- ❖ Une section entièrement tendue (**s.e.t**).

- **Section partiellement comprimée :**

Une section partiellement comprime si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression si de trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouvée à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifie :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

Avec M_1 : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

- **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimé => le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérise par $\epsilon_b = 2 \%$ pour la fibre sitée à $\frac{3}{7}$ de la fibre la plus comprimé

- **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

VI. 3.3.1. Combinaison de charges :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

- $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$ Etat Limite ultime.
- $G + Q \longrightarrow$ Etat Limite de service.

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

VI.3.3.2. Principe de calcul :

1) $N^{\max}, M_{zz\text{corr}}$

2) $N^{\max}, M_{yy\text{corr}}$

3) $M_{zz}^{\max}, N_{\text{corr}}$

4) $M_{yy}^{\max}, N_{\text{corr}}$

5) $N^{\min}, M_{zz\text{corr}}$

6) $N^{\min}, M_{yy\text{corr}}$

VI.3.3.3. Ferrailage des poteaux :

a) Ferrailage réglementaire :

1) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1] :

➤ **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (**Zone IIa**).
- Leur pourcentage maximal sera de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :
 - ✓ 40Φ en (**Zone IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ✓ 25cm en (**Zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L' = 2 h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

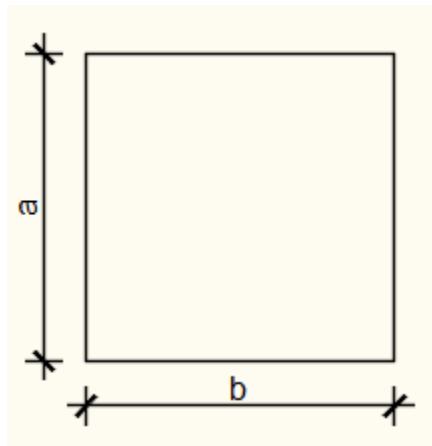


Figure VI - 9: Section de calcul du poteau.

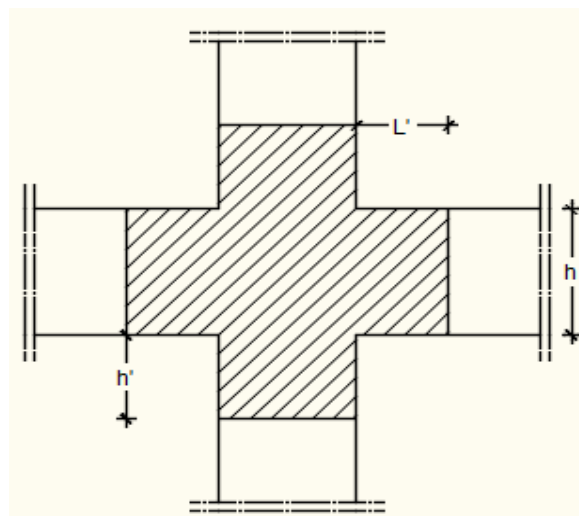


Figure VI - 10: Zone nodale.

Avec :

h: la hauteur de la poutre ;

b et **a** : dimension du poteau et

he : la hauteur libre entre deux niveaux.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e} \quad [\text{RPA99/7.4.2.2}]$$

Avec :

Tu : Effort tranchant ultime ;

a : Hauteur totale de la section brute;

fe: Limite élastique des armatures transversales ;

pa: Coefficient dépendant de l'élançement géométrique λ_g .

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

δt: Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- ✓ Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) \dots\dots\dots(\text{zone IIa}).$
- ✓ Zone courante : $\delta_t \leq 15.\phi_L \dots\dots\dots(\text{zone IIa}).$

ϕ_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit :

- Si: $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- Si: $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si: $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

2) Règlement BAEL91 :

➤ Armatures longitudinales : [B.A.E.L91/A.8.1.2.1]

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{\min} \geq \max \left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

➤ Armatures transversales : [BAEL91/A.8.1.3]

Le diamètre minimal des armatures transversales : $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_{L \max}}{3}$

Et l'espacement : $\delta_t = \min(15\varphi_{L \min}, 40 \text{ cm}, (b + 10) \text{ cm})$

b : plus petite dimension de la section transversale du poteau.

$\varnothing_{L \min}$: plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois cours des armatures transversales.

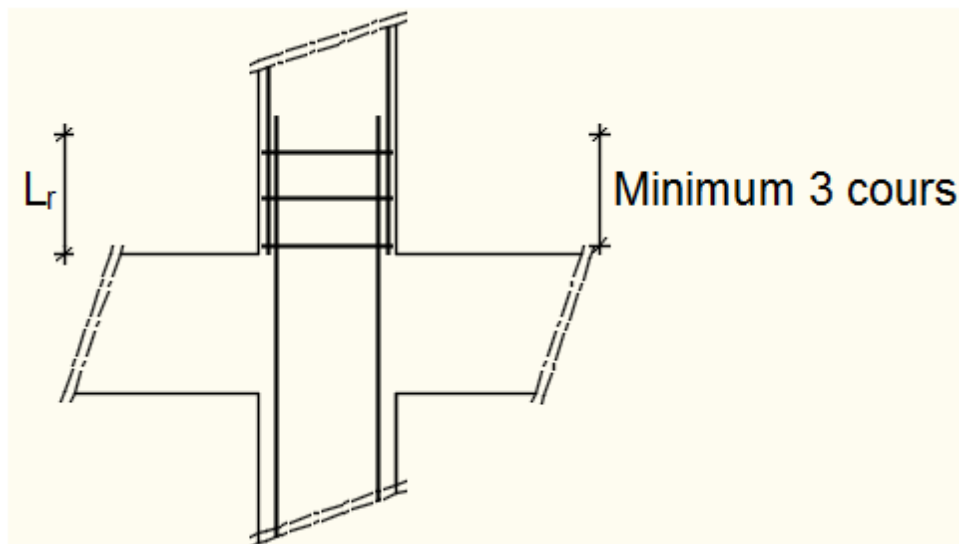


Figure VI - 11 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Avec :

Lr = Longueur de recouvrement

❖ **Les types de poteaux :** Dans notre structure, on a 3 types de poteaux :

Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	RDC - 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	(40 × 40)
2	3 ^{ème} - 4 ^{ème} étage	(35 × 35)
3	5 ^{ème} - 6 ^{ème} - 7 ^{ème} étage	(30 × 30)

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (**1,35G+1,5Q**) pour la situation durable et (**G+Q±E**) (**0.8G±E**) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

Tableau VI.6: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

	Sollicitation	Poteaux (40 × 40) cm ²	Poteaux (35 × 35) cm ²	Poteaux (30 × 30) cm ²
Combinaison 1,35 G + 1,5 P 1 ^{ier} cas	N_{max}	1006.44	586.81	343.4
	M_{corr}	1.58	2.89	1.74
	T_{max}	5.2	1.89	1.11
Combinaison G + P + Ex 0,8G + Ex 2 ^{ième} cas	M_{max}	20.48	17.97	17.59
	N_{corr}	743.28	400.16	93.43
	T_{max}	12.61	12.2	13

3) Exemple de calcul:

➤ Ferraillage du poteau de section (40×40) cm² :

• Armatures longitudinales

1^{ier} Cas : Combinaison fondamentale (1,35 G + 1,5 P)

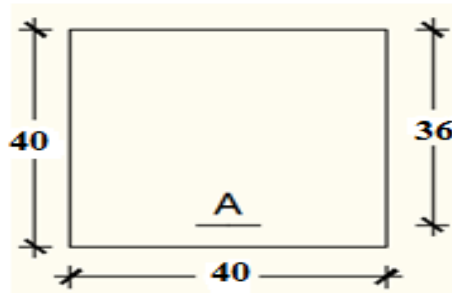


Figure VI - 12: section de calcul

$$\begin{cases} N_{\max} = 1006,44 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 1,58 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

• *Position du point d'application de l'effort normal N' :*

$$e = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{158}{1006,44} = 0,157 \text{ cm} .$$

$$\frac{h}{12} = \frac{40}{12} = 3,33$$

$e_1 < (h/12)$ → On a une compression excentrée.

• *Vérification si on a une compression excentré :*

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple)}[\text{BAEL91/VI.2}]$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{40} = 5.36 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0,157}{40} =] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 5.36 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} : \text{Excentricité géométrique}$$

e_a : Excentricité additionnelle

e_2 : Excentricité du second ordre

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,4}{\sqrt{12}} = 0,115 \Rightarrow \lambda = \frac{2,142}{0,115} = 18,63$$

$$\lambda = 18,63 < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,804$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 40} \times [2 + 0,804 \times 2]$$

$$e_2 = 1,24 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1006,44 \times (0,00157 + 0,02 + 0,0124)$$

$$M'_1 = 34.19 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1006.44 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{3419}{1006.44} = 3,40 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est}$$

appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

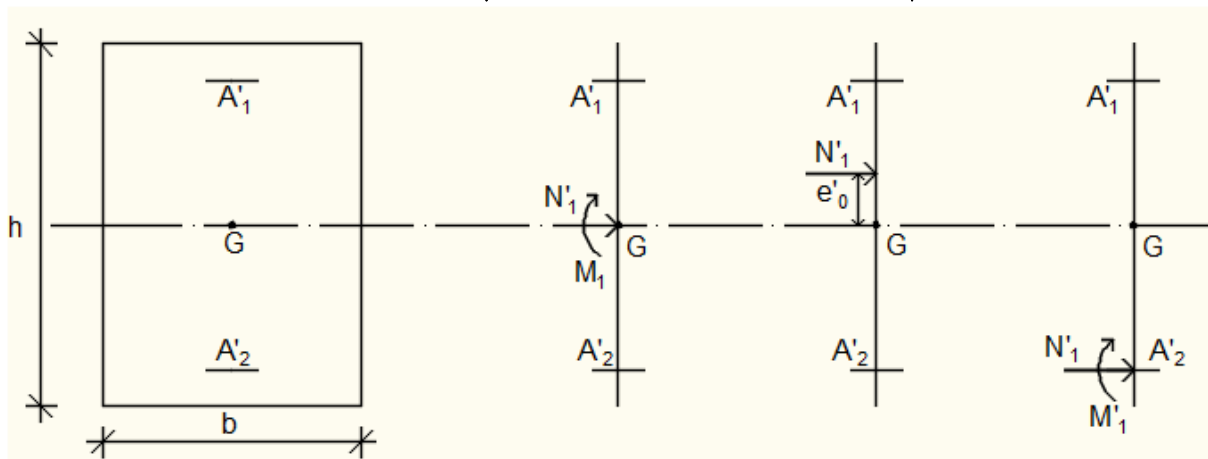


Figure VI - 13: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 34.19 + 1006.44 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2}\right)$$

$$M_1 = 195.22 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 40 - 0,81 \times 4) \times 14,2 \times 40 \times 40 = 232652.8 \text{ N.m}$$

$$(1) = 232.6528 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1006.44 \times (0,36 - 0,04) - 195.22$$

$$(2) = 126.84 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 232.6528 KN.m > (2) = 126.84 KN.m → La section est partialement comprimée(S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{195220}{14,2 \times 40 \times (36)^2} = 0,265$$

$$\mu = 0,265 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MP}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,393$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,843$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{195220}{348 \times 0,843 \times 36} = 18.48 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 18.48 - \frac{1006440}{100 \times 348} = -10.44 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas : Combinaison accidentelle ($G + P + 1,2 E_x$)

$$\begin{cases} M_{\max} = 20.48 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 743.28 \text{ KN} \end{cases}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{20.48 \times 100}{743.28} = 2.75 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est}$$

appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple)[BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,35 \text{ cm ; Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15 ; 20 \times \frac{2,75}{40} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 5,35 \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- ✓ Excentricité additionnelle e_a :[BAEL91]

$$e_a = \text{max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- ✓ Excentricité du second ordre e_2 :[BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214,2^2}{10^4 \times 40} \times [2 + 0,804 \times 2]$$

$$e_2 = 1,24 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 743,28 \times (0,0275 + 0,02 + 0,0124)$$

$$M'_1 = 44,52 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 743,28 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{44,52}{743,28} = 5,99 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est}$$

appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

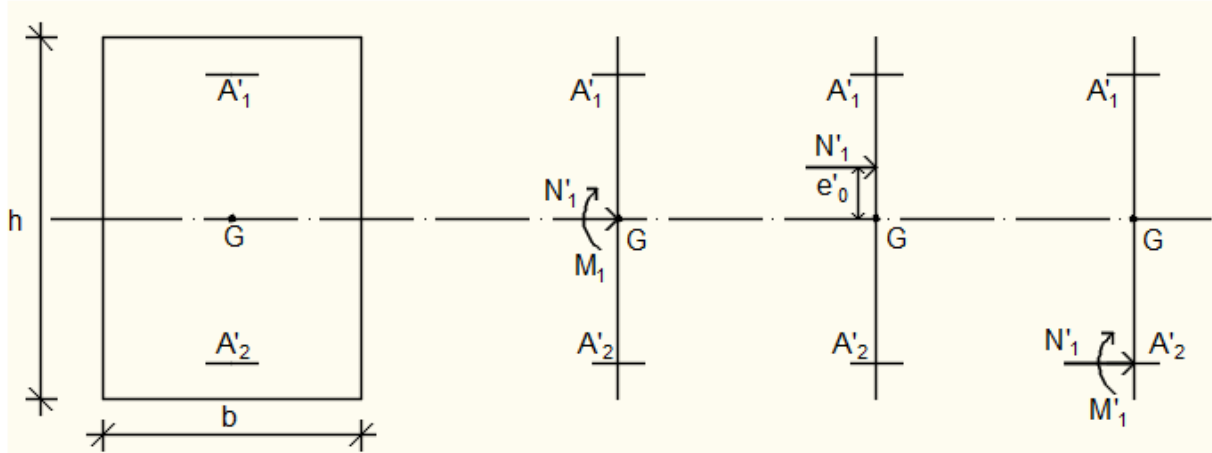


Figure VI - 14: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 44.52 + 743.28 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2}\right)$$

$$M_1 = 163.44 \text{KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 40 - 0,81 \times 4) \times 18,48 \times 40 \times 40 = 302776.3 \text{N.m}$$

$$(1) = 302776.3 \text{KN.m}$$

$$(2) = 743.28 \times (0,36 - 0,04) - 163.44$$

$$(2) = 74.41 \text{KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 302776.3 KN.m > (2) = 74.41KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16344}{18,48 \times 40 \times (36)^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16344}{400 \times 0,992 \times 36} = 1,14 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 1,14 - \frac{74328}{100 \times 400} = -0,72 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A_{\text{cal}} = \max (A_{\text{ELU}} ; A_{\text{ACC}}) = 0 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

➤ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,8\% \times (b \times h) = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

➤ Suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{\text{min}} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{ cm}^2 = 6,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \max \left[\frac{0,2 \cdot 40 \cdot 40}{100}, \frac{8 \cdot (40 + 40)}{100} \right] \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max [3.2, 6.4] \text{ cm}^2 = 6.4 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A = \max (A_{\text{CAL}} ; A_{\text{minRPA}} ; A_{\text{minBAEL}}) = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A = 4T16 + 4T12 = 14.2 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 12.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{12.61 \times 10^3}{40 \times 36 \times 100} = 0.088 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min (0.1 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{ad}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66 \text{ cm} = 6.6 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

- **Calcul des espacements :**

➤ **Suivant les règles BAEL 91:**

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min} ; 40\text{cm} ; b+10\text{cm}) = 21\text{cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)**

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min} ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

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

$$\text{Zone courante : } \delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 21 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 15\text{cm}$$

• **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{40} = 5.35 \text{ cm} > 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\% \times b \times \delta_t = 0,003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

• **Détermination de la zone nodale :** [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

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

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

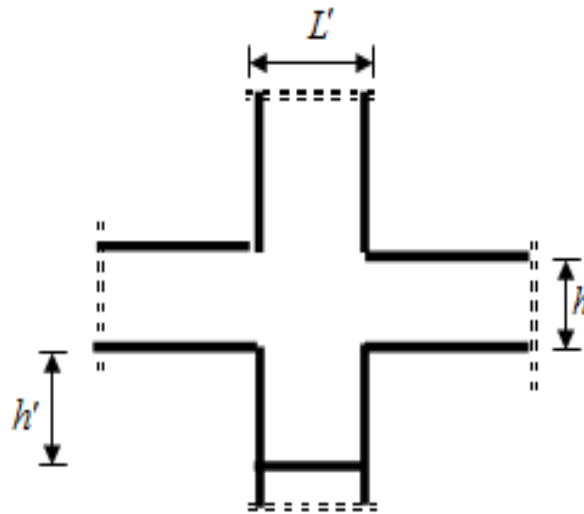


Figure VI -15: la zone nodale dans les poteaux

• **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40. \phi_{L_{\max}}$$

$$L_r = 80 \text{ cm}$$

Remarque :

Nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau ($40 \times 40 \text{ cm}^2$). Le reste des calculs est présenté dans le (tableau) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 et le R.P.A 99 .

Tableau VI.7 : Récapitulation du ferrailage des poteaux

Poteau (cm^2)	A_{calcul}	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Section corresp (cm^2)	A_{trans} (cm^2)	Section corresp (cm^2)	δ_t (cm)	δ'_t (cm)
40 × 40	12.8	4T16+4T14	14.2	4φ 10	3,14	10	15
35 × 35	9.8	4T14+4T12	10.68	4φ 10	3,14	10	15
30 × 30	7.2	4T14+4T12	10.68	4φ 10	3,14	10	15

❖ Schéma de ferrailage des poteaux :

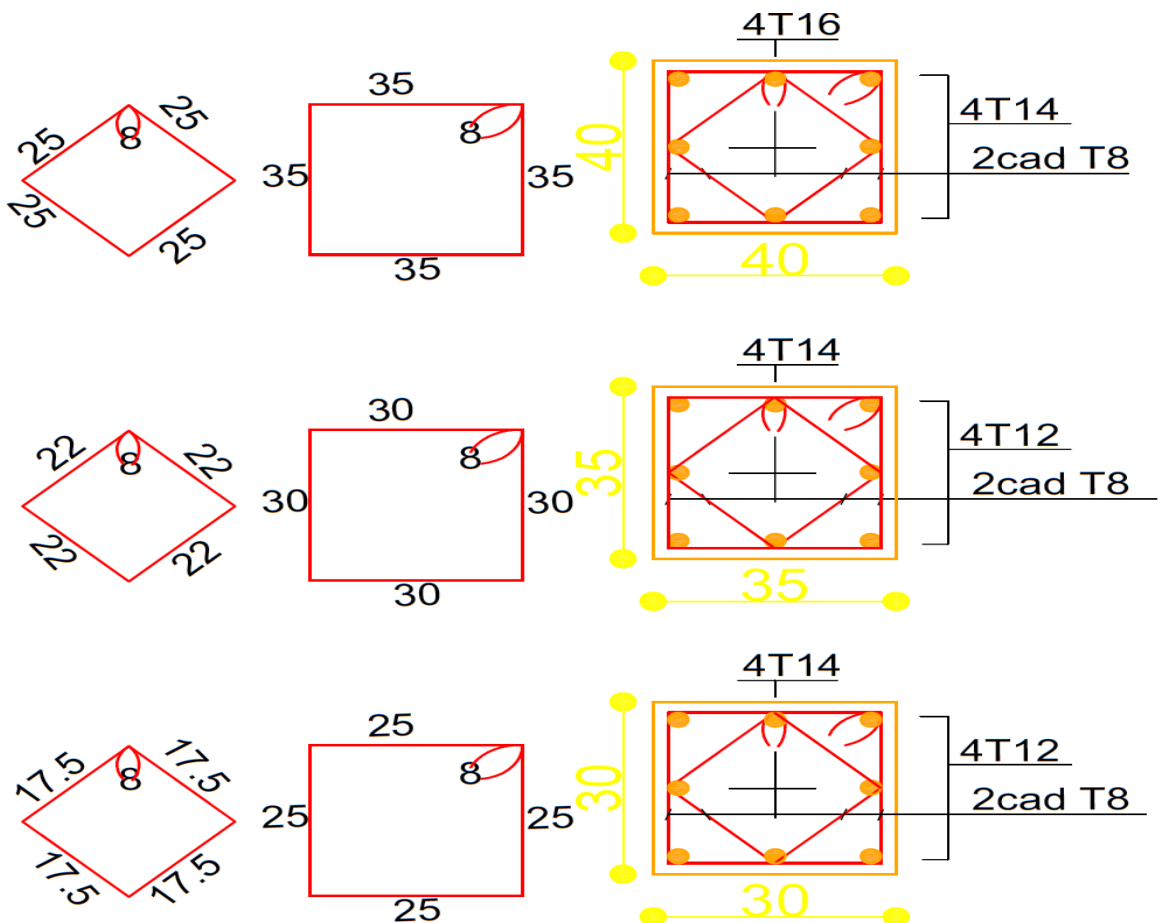


Figure VI - 16 : Ferrailage des poteaux

VI.3.4/-Etude des voiles :**❖ Voiles de contreventement :****VI.3.4.1.Introduction :**

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels).

Les Voiles sont ferrailés à l'aide des résultats donnés par le logiciel **ETABS**.

VI.3.4.2.Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ❖ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ❖ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VI.3.4.3. Sollicitation de calcul :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Ces sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \text{ (E.L.U)} \\ G + Q \text{ (E.L.S)} \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

VI.3.4.4. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15. a. L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{ème} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- 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 ferrailage 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.

- 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 disposées 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 %

- 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 inférieur 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.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VI.4.FERRAILLAGE DES VOILES :**VI.4.1/-Exemple de calcul :**

On va calculer les voiles par logiciel **ETABS**

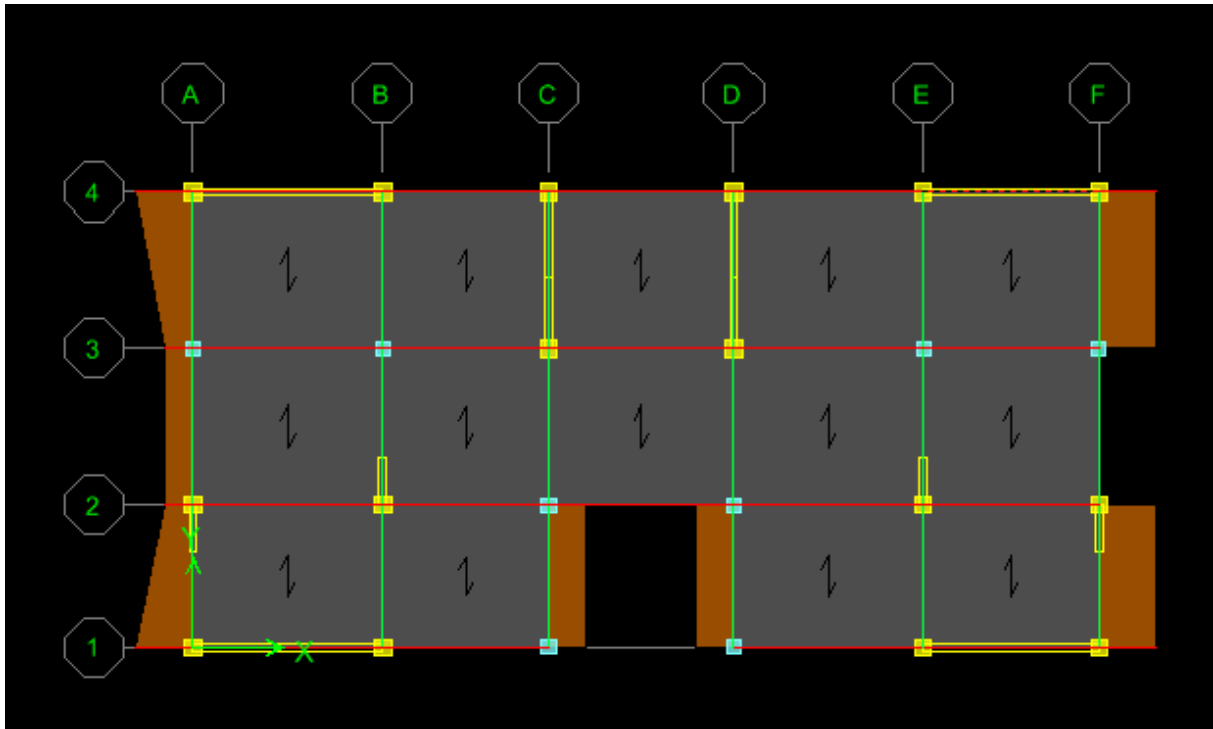


Figure VI - 17 : disposition du voile

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (ETABS) ; les sollicitations maximales sont :

Tableau VI.8: Les sollicitations de calcul du voile

N [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	T [KN]
838.315	5.26	3446.085	336.87

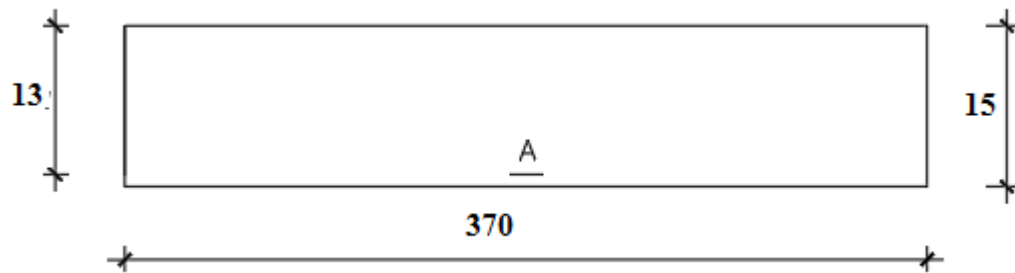
❖ **Situation accidentelle :**♦ **Sens x-x :**

Figure VI - 18: Section du calcul de voile.

Les sollicitations prises en compte sont :

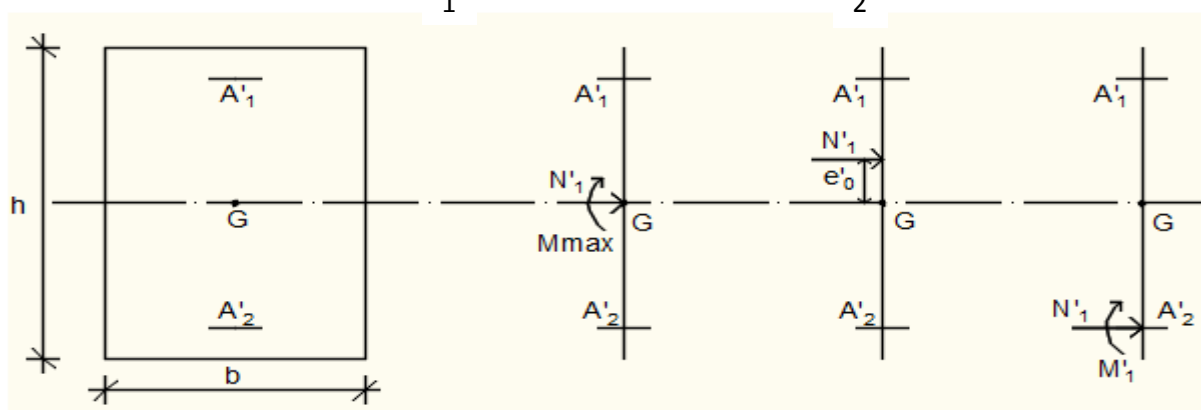
$$\left\{ \begin{array}{l} N = 838.315 \text{ KN} \\ M_x = 5.26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Position du point d'application l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M_x}{N} = \frac{526}{838.315} = 0.63 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

Figure VI - 19: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 5.26 + 838.315 \times \left(0.13 - \frac{0.15}{2} \right)$$

$$M_1 = 51.37 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 15 - 0,81 \times 2) \times 18,48 \times 370 \times 15$$

$$(1) = 352.31 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 838.315 \times (0.13 - 0,02) - 51.37$$

$$(2) = 40.84 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 352.31 KN.m > (2) = 40.84 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{51370}{18,48 \times 370 \times (13)^2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{51370}{400 \times 0,978 \times 13} = 10.10 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10.10 - \frac{838315}{100 \times 400} = -10.86 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 370 \times 15 = 8.33$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 8.33 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$8 \text{ T12} \longrightarrow A = 9.05 \text{ cm}^2$$

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

- ♦ Sens y-y :

$$\begin{cases} N = 838.315 \text{ KN} \\ M_y = 3446.085 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{3446.085}{838.315} = 4.1107 \text{ m} > \frac{h}{12} = 30.83 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'extérieur de la section.}$$

$$M_1 = M_z + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 5.26 + 838.315 \left(3.60 - \frac{3.70}{2} \right) = 1472.31 \text{ KN.m}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

- Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{147231}{18.48 \times 20 \times (360)^2} = 0,003$$

$$\mu = 0,003 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,004$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{147231}{400 \times 0,998 \times 360} = 1,18 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1,18 - \frac{3301760}{100 \times 400} = -81,3 < 0 \Rightarrow \text{On prendera } A = 0 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 370 = 8,33$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 8,33 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$8T12 \longrightarrow A = 9,05 \text{ cm}^2$$

- L'espace minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

$$\checkmark S \leq \min(1,5x_a ; 30\text{cm})$$

$$\checkmark S \leq \min(1,5 \times 15 ; 30\text{cm}) = 22,5 \text{ cm}, \text{ alors l'espace se prend en fonction du nombre de barre à condition que : } S \leq 30\text{cm}$$

Donc, on adoptera un espacement : $S=15\text{cm}$.

A. Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1,4 \text{ T}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 336870}{(15 \times 360 \times 100)} = 0,87 \text{ MPa}$$

- Espace des armatures transversales :

$$S \leq \min(1,5 \times 15 ; 30\text{cm}) = 22,5\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 15\text{cm}$.

- Armatures transversales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 \text{ (Pas de reprise de bétonage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{0,87}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 15 \times 15 = 0,54 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{tmin}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{tmin} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{15 \times 15}{400} \times \frac{0,87}{2} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tcal}; A_{tmin})$$

$$A_t = \max(0,54; 0,24) \text{ cm}^2 = 0,54 \text{ cm}^2$$

- Choix : 2Ø8 $\Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

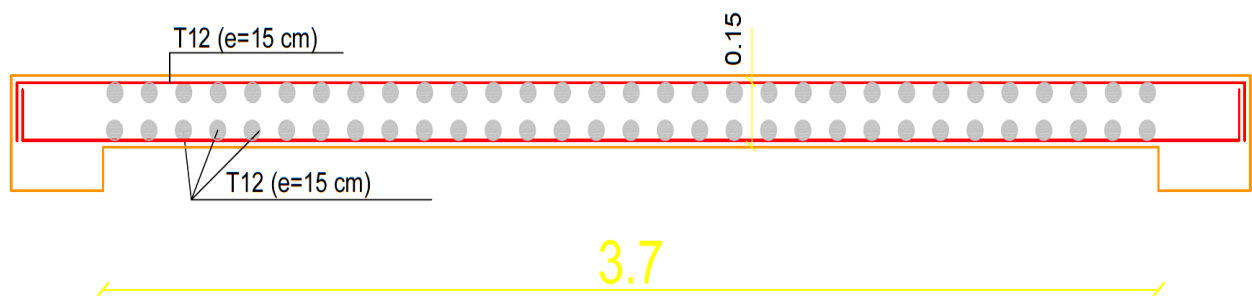


Figure VI – 20 : Dessin du ferrailage du voile de contreventement.

CHAPITRE VII

CHAPITRE VII

ETUDE DES FONDATIONS

VII.1. INTRODUCTION :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Une fondation sert à :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure.
- ✓ La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements du sol.

VII.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Le raison économique (ferraillage).
- La facilité de réalisation (coffrage).

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

VII.2.1/- Types de fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) **Fondations superficielles :**

- Semelles isolées : placées sous un poteau.
- Semelles filantes : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochées.
- Radier général.

b) **Fondations superficielles :**

- Semelles sur puits.
- Semelles sur pieux.

VII.3. LES COMBINAISONS D'ACTION :

D'après le RPA 99 v 2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$
- [RPA99/2003/A.10.1.4.1]

D'après le DTR de l'article 2.33.1

- $1,35G + 1,5Q$
 - $G + Q$
- [DTR/A.2.3.3.1]

VII.4. PRE DIMENSIONNEMENT :

- Semelle centrale :

$$N_u = 1006.44 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{\text{Sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{Sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B$$

Avec : $a = 40 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{Sol}}}} = \sqrt{\frac{40}{40} \times \frac{100644}{2,5}} = 200$$

$$A = \left(\frac{60}{60}\right) \times B \Rightarrow A = B$$

On prend : $B = 200 \text{ cm} \Rightarrow A = 200 \text{ cm}$

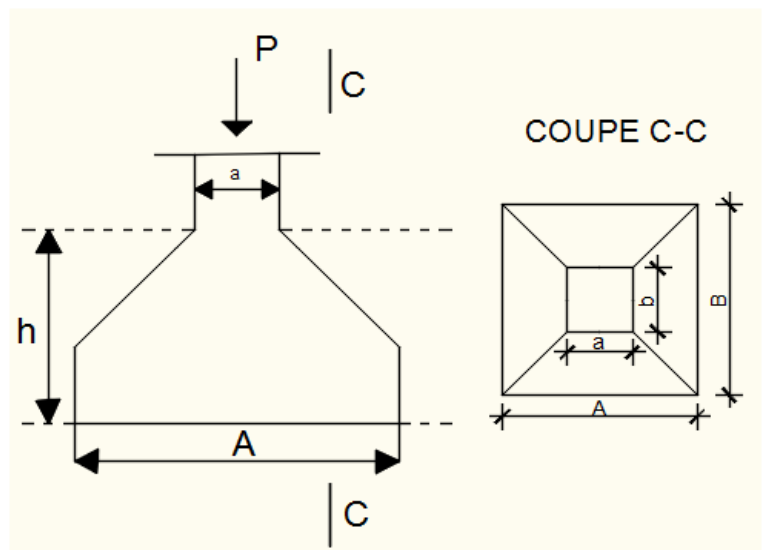


Figure VII - 1 : Semelle isolée.

Conclusion :

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernière se chevauchant suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

Le type de fondation pour notre structure est **un radier général**.

VII.5.ETUDE DU RADIER :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, seront soumis à la réaction du sol.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

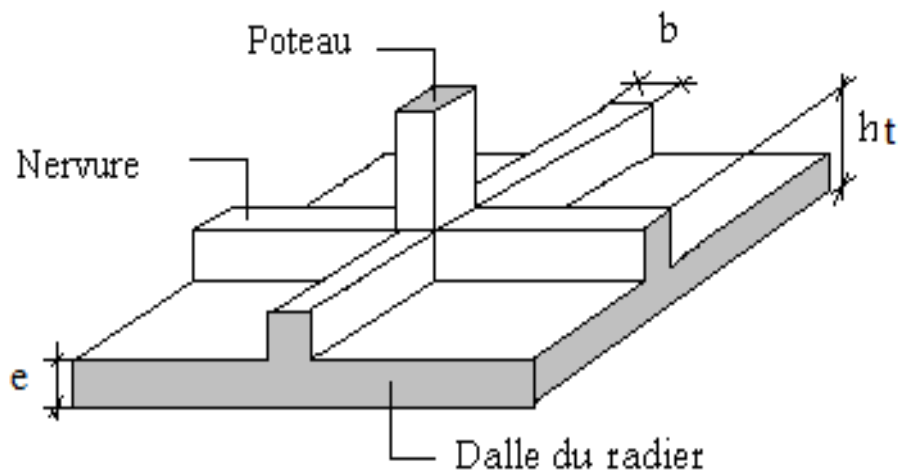


Figure VII - 2: Schéma d'un radier nervuré.

VII.5.1/- Pré-dimensionnement du radier :❖ Hauteur du radier :

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- a- Condition forfaitaire ;
- b- Condition de rigidité ;
- c- Condition de non poinçonnement ;
- d- Condition de non cisaillement ;

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable :

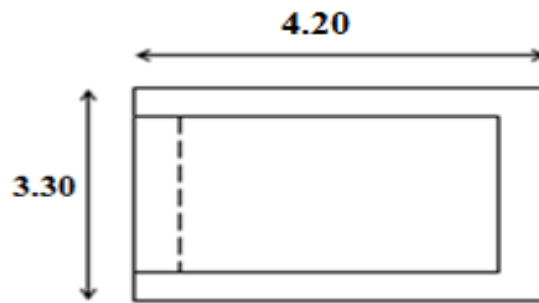


Figure VII – 3 : Dimensions du panneau de la dalle le plus sollicité

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.20 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4.20}{8} \leq h \leq \frac{4.20}{5} \Rightarrow 0,52 \text{ m} \leq h \leq 0.84 \text{ m}$$

➤ **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K = 40 \text{ MN/m}^3$.

E : module de Young du béton ($E = 3.10^4 \text{ MPa}$);

I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : largeur du radier.

Pour notre cas **L = 4.20m**

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.20}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,58 \text{ m}$$

➤ **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]**

(Fissuration préjudiciable) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u [\text{BAEL91/A5.1.1}]$$

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

Avec:

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.30}{4.20} = 0,78 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

Donc :

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

❖ **Calcul \bar{q}_u :**

La surface du radier est de :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = 17404,80 \text{ KN.}$$

On prend un débord de 50 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 243.10 \text{ m}^2$.

Le poids de superstructure :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1} G_i = 14941.11 \text{ KN.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1} Q_i = 2463.69 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions :

E.L.U:

$$N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 23866,03 \text{ KN}$$

E.L.S:

$$N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 17404,80 \text{ KN}$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur : $q_u = \overline{q_u} \times 1,00 = 23866.03 \text{ KN/ml}$

$$T_x^u = \frac{23866.03 \times 3.3}{2} \times \frac{4^4}{4^4 + 3.3^4} = 26912 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{23866.03 \times 3.3}{2} \times \frac{3.3^4}{3.3^4 + 4^4} = 12467 \text{ KN}$$

$$T^{\text{max}} = \max(T_x^{\text{max}}; T_y^{\text{max}}) \Rightarrow T^{\text{max}} = 26912 \text{ KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{\text{max}}}{0,9 \times b \times \tau_u} = \frac{26912000}{0,9 \times 100 \times 1,17 \times 100} = 25.55 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 25.55 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]**

$$N_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R ;

U_C : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure ;

$N_{u\max} = 1006.44 \text{ KN}$ (Appliquée par un poteau de section carré (40x40) cm²).

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1 + 2h)$$

a: section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,4 + 0,4 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,4 + 0,4 + 2h) \times h \times 16,67$$

$$4.20084h^2 - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 1006.44 \text{ KN} = 1.00644 \text{ MN}$$

$$\text{On aura : } h \geq 0,60 \text{ m} \Rightarrow h \geq 60 \text{ cm}$$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale

$$h = 140 \text{ cm.}$$

➤ **La hauteur des nervures :**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_n = 100 \text{ cm.}$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{420}{20} = 21 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_0 = 40 \text{ cm.}$$

VII.5.2/- Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \quad [\text{BAEL91}]$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10}\right)$$

$$L_x = 330 \text{ cm} ; L_y = 420 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{420 - 50}{2} = 185 \text{ cm} \end{cases}$$

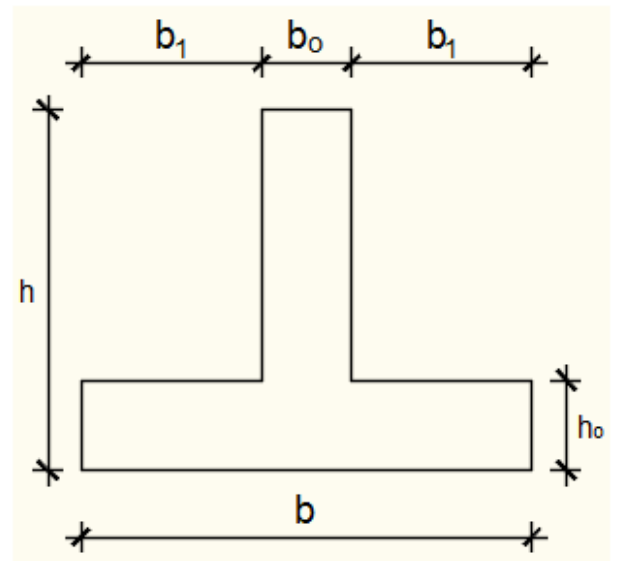


Figure VII - 4: dimension de la poutre.

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

Type des poutres	H [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	B [cm]
Poutre principale	140	40	50	40	130
Poutre secondaire	140	40	50	33	116

VII.5.2.1/-Détermination des sollicitations :**a) Caractéristiques du radier :**

$$h = 140 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; h_n = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier : } S = 243.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Inerties du radier : } I_{XX} = 2451.26 ; I_{YY} = 9894.37 \text{ m}^4$$

$$\text{Abscisses du centre de gravité du radier : } V_X = 11,05 \text{ m} ; V_Y = 5.5 \text{ m}$$

b) Calcul du poids propre du radier Pr :

Poids du radier sans poutres : $p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$

Avec :

h_0 : Épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton.

Poids des poutres principales : $p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Poids des poutres secondaires : $p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 243.1 \times 0,4 \times 25 = 2431 \text{ KN}$$

$$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 76.4 \times (1.4 - 0,4) \times 0,50 \times 25 = 955 \text{ KN}$$

$$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 57.6 \times (1.4 - 0,4) \times 0,50 \times 25 = 720 \text{ KN}$$

$$p_r = p_1 + p_p + p_s = 2431 + 955 + 720 = 4106 \text{ KN}$$

c) Surcharges d'exploitation Qr :

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 243.1 \Rightarrow Q_r = 1215.5 \text{ KN}$$

d) Combinaisons d'actions :**❖ Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U)):**

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 \text{ avec : } N_u^1 = 1,35G + 1,5Q ; N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par

Le logiciel ETABS sous la combinaison fondamentale (E.L.U)

$$N_u^1 = 23866.03 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r = 1,35(4106) + 1,5(1215.5) = 7366.35 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 31232.38 \text{ KN}$$

$$\mathbf{M}_x = 119.4 \text{ KN.m} ; \mathbf{M}_y = -227.2 \text{ KN.m}$$

Avec :

\mathbf{M}_x et \mathbf{M}_y : résultantes de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la Direction considérée (sont données par le logiciel ETABS).

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

❖ **Etat limite service (E.L.S) :** (G + Q) + (P_r + Q_r)

$$N_s^1 = G + Q \Rightarrow N_s^1 = 17404.8 \text{ KN}$$

$$N_s^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_s^2 = (4106) + (1215.5) = 5321.5 \text{ KN}$$

$$N_s = N_s^1 + N_s^2 = 17404.8 + 5321.5 = 22726.3 \text{ KN}$$

$$\mathbf{M}_x = 87.1 \text{ KN.m} ; \mathbf{M}_y = -16.5 \text{ KN.m}$$

e) **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure.

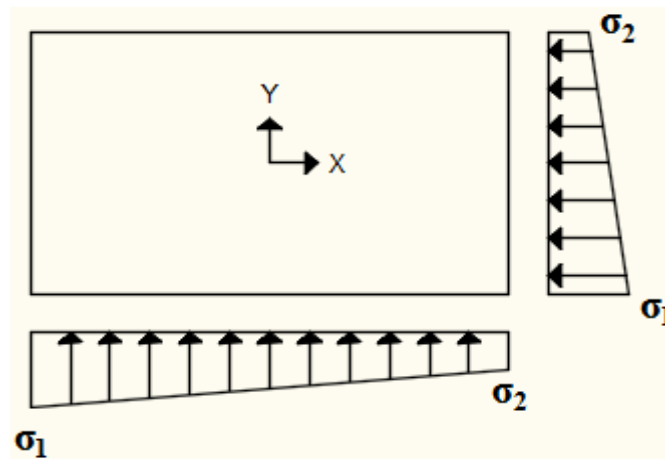


Figure VII - 5: Schéma des contraintes du sol.

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

✓ **Suivant l'article de RPA99/V2003[A.10.1.4.1] :**

❖ **Situation durable et transitoire :**

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars}$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 5 \text{ bars}$$

Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{31232.38}{243.1} \pm \frac{119.4}{2451.26} \cdot 11.05 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,30 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,30 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,30 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{31232.38}{243.1} \pm \frac{227.2}{9894.37} \cdot 5.5 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,30 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,30 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,30 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

Etat limite service (E.L.S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_s} \pm \frac{M_s}{I_s} \cdot v$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{22726.3}{243.1} \pm \frac{87.1}{2451.26} \cdot 11,05 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.91 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 0.91 \text{ bars}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.91 \text{ bars}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{22726.3}{243.1} \pm \frac{16.5}{9894.37} \cdot 5.5 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.91 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 0.91 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.91 \text{ bar}$$

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage.

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

Pour la structure à étudier :

$$P = P_{\text{Bâtiment}} + P_{\text{radier}} = 14941.11 + 546975 = 561916.11 \text{ KN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$$

$$1,5 \times 243.1 \times 10 \times 2.5 = 8694 \text{ KN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement.

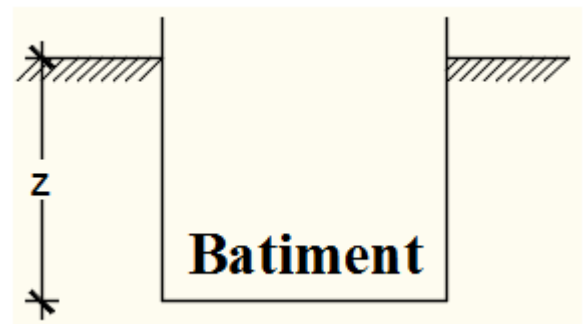


Figure VII - 6 : L'encrage de la structure.

VII.6. FERRAILLAGE DU RADIER :

VII.6.1/- Ferrailage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Pour une bande de 1m $q = \sigma_m \times 1m$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3.30m ; L_y = 4.20 m$$

$$\text{On à } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.30}{4.20} = 0,78 \Rightarrow$$

le panneau travaille suivant deux directions.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$q = \sigma_m \times 1ml = 130 \times 1m_L = 130 \text{ KN}/m_L$$

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0584 \\ \mu_y^u = 0.5608 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0,0584 \times 130 \times 3.30^2 = 82.68 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0,5608 \times 82.68 = 46.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Moment en travée :

$$Mt_x^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 82.68 = 62.01 \text{ KN.m}$$

$$Mt_y^u = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 46.37 = 34.78 \text{ KN.m}$$

b. Moment en appuis intermédiaires :

$$Ma_x^u = 0,5 \times M_x^u = 0,5 \times 82.68 = 41.34 \text{ KN.m}$$

$$Ma_y^u = 0,5 \times M_y^u = 0,5 \times 46.37 = 23.18 \text{ KN.m}$$

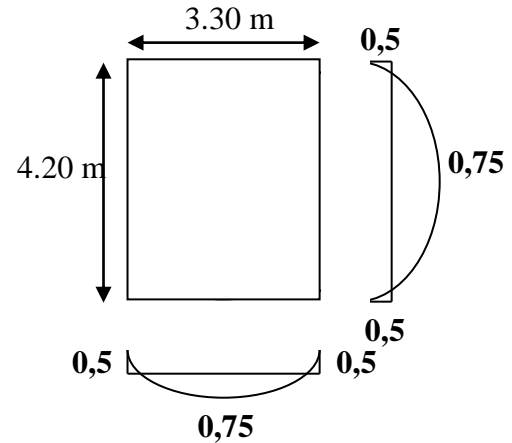


Figure VII - 7: Schéma du panneau de la dalle.

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q = \sigma_m \times 1m_l = 91 \times 1m_L = 91 \text{ KN/m}_L$$

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0,0650 \\ \mu_y^s = 0,6841 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0,0650 \times 91 \times 3,30^2 = 64,41 \text{ KN.m} \\ M_y^s = 0,6841 \times 64,41 = 44,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c. Moment en travée :

$$M_{t_x}^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 64,41 = 48,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y}^s = 0,75 \times M_y^s = 0,75 \times 44,06 = 33,05 \text{ KN.m}$$

d. Moment en appuis intermédiaires :

$$M_{a_x}^s = 0,5 \times M_x^s = 0,5 \times 64,41 = 32,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_y}^s = 0,5 \times M_y^s = 0,5 \times 44,06 = 22,03 \text{ KN.m}$$

Tableau VII.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées :

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	62.01	41.34	48.31	32.20
Sens Y-Y	34.78	23.18	33.05	22.03

• **Calcul des armatures :**

a. Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

(B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \quad \text{Avec } h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$

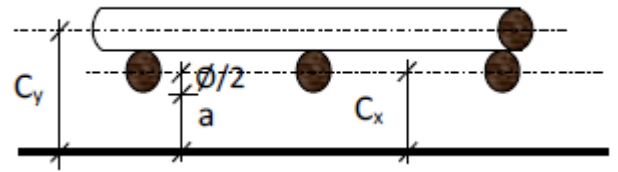
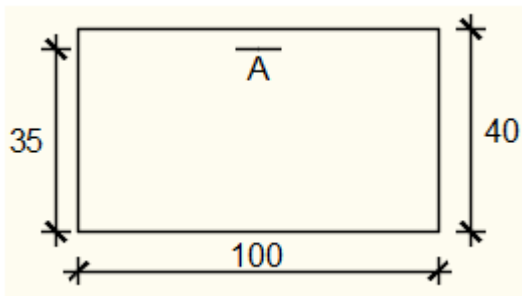


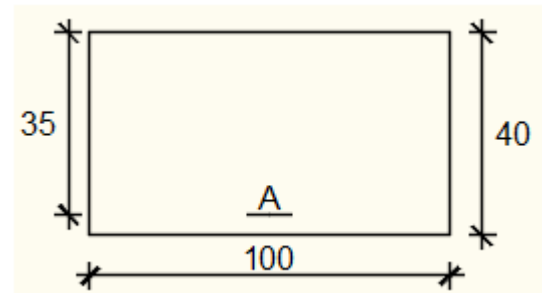
Figure VII - 8: Enrobage.

b. Section de Calcul :

❖ **Sens X-X :**



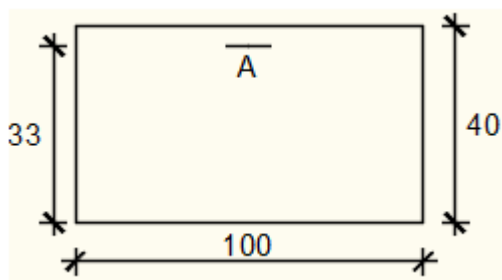
- **En travée**



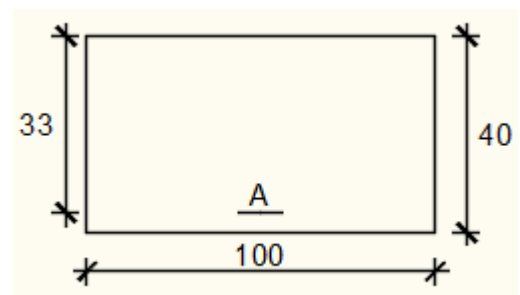
- **En appuis**

Figure VII – 9 : Section de calcul dans le sens xx.

❖ **Sens Y-Y :**



- **En travée**



- **En appuis**

Figure VII – 10 : Section de calcul dans le sens yy.

- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

- ❖ Sens X-X :

- a) En travées :

$$M_t^u = 62.01 \text{ KN.m} = 62010 \text{ N.M}$$

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

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{62010}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,044$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,983$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{62010}{348 \times 0,983 \times 35} = 5.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 5.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$4T16 + 2T14/\text{ml} \rightarrow A = 11.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 48.31 \text{ KN.m} = 48310 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 11.12}{100} = 1.67 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1.67 = 116.9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.67 + \sqrt{1.67^2 + 116.9} = 9.27 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.27^3}{3} + 15 \times 11.12 \times (35 - 9.27)^2 = 136980.3538 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{48310}{136980.3538} = 0,35$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,35 \times (35 - 9.27) = 135.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{48310}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0019$$

$$\mu_1 = 0,0019 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,926 \\ K_1 = 52.57 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{52.57} = 3.84 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{48310}{201,63 \times 0,926 \times 35} = 7.40 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$4T16+2T14/ml \rightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/ml$$

b) En appuis:

$$\mathbf{Ma_x^u = 41.34 \text{ KN.m} = 41340 \text{ N.m}}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{41340}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,989$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{41340}{348 \times 0,989 \times 35} = 3.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 3.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$4\text{T16/ml} \rightarrow A = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\mathbf{Ma_x^{\text{ser}} = 32.20 \text{ KN.m} = 32200 \text{ N.m}}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 8.04}{100} = 1.21 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1.21 = 84.7 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.21 + \sqrt{1.21^2 + 84.7} = 8.07 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8.07^3}{3} + 15 \times 8.04 \times (35 - 8.07)^2 = 104980.72 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ax}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{32200}{104980.72} = 0,31$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,31 \times (35 - 8.07) = 125.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{32200}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0013$$

$$\mu_1 = 0,0013 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,936 \\ K_1 = 65.64 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{65.64} = 3.07 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{32200}{201,63 \times 0,936 \times 35} = 4.87 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T16/\text{ml} \rightarrow A = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Sens Y-Y :**

c) **En travées :**

$$M_t^u = 34.78 \text{ KN.m} = 34780 \text{ N.m}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{34780}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 < \mu_L = 0,392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\implies \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,028$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,989$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{34780}{348 \times 0,989 \times 33} = 3,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400} : A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 3,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$4T16+2T14 \rightarrow A = 11,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 33,05 \text{ KN.m} = 33050 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 11,12}{100} = 1,67 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 1,67 = 110,22 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,67 + \sqrt{1,67^2 + 110,22} = 8,96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8,96^3}{3} + 15 \times 11,12 \times (33 - 8,96)^2 = 120374,76 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{33050}{120374,76} = 0,27$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,27 \times (33 - 8,96) = 97,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{33050}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0015$$

$$\mu_1 = 0,0015 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,934 \\ K_1 = 60,76 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{60,76} = 3,32 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{33050}{201,63 \times 0,934 \times 33} = 5,31 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$4T16+2T14 \rightarrow A = 11,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d) En appuis:

$$M_a^u = 23,18 \text{ KN.m} = 23180 \text{ N.M}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23180}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23180}{348 \times 0,993 \times 33} = 2,03 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$4T16 \rightarrow A = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\mathbf{Ma_y^{ser} = 22.03 \text{ KN.m} = 22030 \text{ N.m}}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 8.04}{100} = 1.21 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 1.21 = 79.86 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.21 + \sqrt{1.21^2 + 79.86} = 7.81 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7.81^3}{3} + 15 \times 8.04 \times (33 - 7.81)^2 = 92404.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{22030}{92404.37} = 0.24$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.24 \times (33 - 7.81) = 90.68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{Mt_y^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{22030}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0010$$

$$\mu_1 = 0,0010 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,945 \\ K_1 = 75.21 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{75.21} = 2.68 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Ma_y^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{22030}{201,63 \times 0,945 \times 33} = 3.50 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$4T16 \rightarrow A = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VII.6.2/-Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

- Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_m = 130 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 130 \times 1 \text{ m}_L = 130 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -130 \times \frac{0,50^2}{2} = -16.25 \text{ KN. m}$$

- Vérification de l'existence des armatures

comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16250}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0,0088$$

$$\mu = 0,0088 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,996$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16250}{348 \times 0,996 \times 36} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

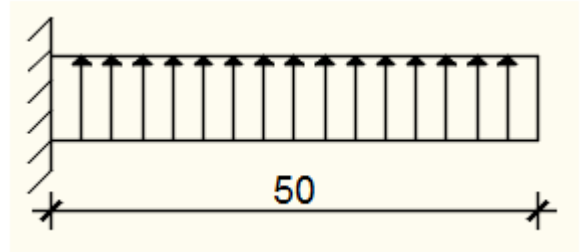


Figure VII - 11: Schéma statique du débordement.

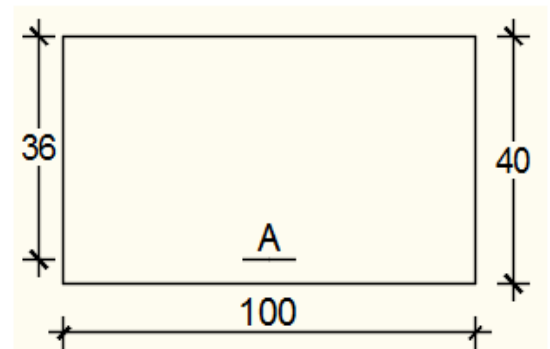


Figure VII-12: Section de calcul.

- Choix des armatures:

$$5T14/ml \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/ml$$

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

$$\sigma_m = 91 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{ser} = \sigma_m \times 1ml = 91 \times 1m_L = 91 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{ser} = -q_{ser} \times \frac{l^2}{2} = -91 \times \frac{0,50^2}{2} = -11,38 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 36 \times 1,16 = 83,52 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 83,52} = 8,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8,05^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (36 - 8,05)^2 = 107617,56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{48310}{107617,56} = 0,44$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,44 \times (36 - 8,05) = 184,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = q_u \times L = 130 \times 0,5 = 65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{65000}{100 \times 36 \times 10^2} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CONCLUSION

CONCLUSION

Le présent travail élaboré nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul ETABS et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA99 et le BAEL99. Et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.

L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite

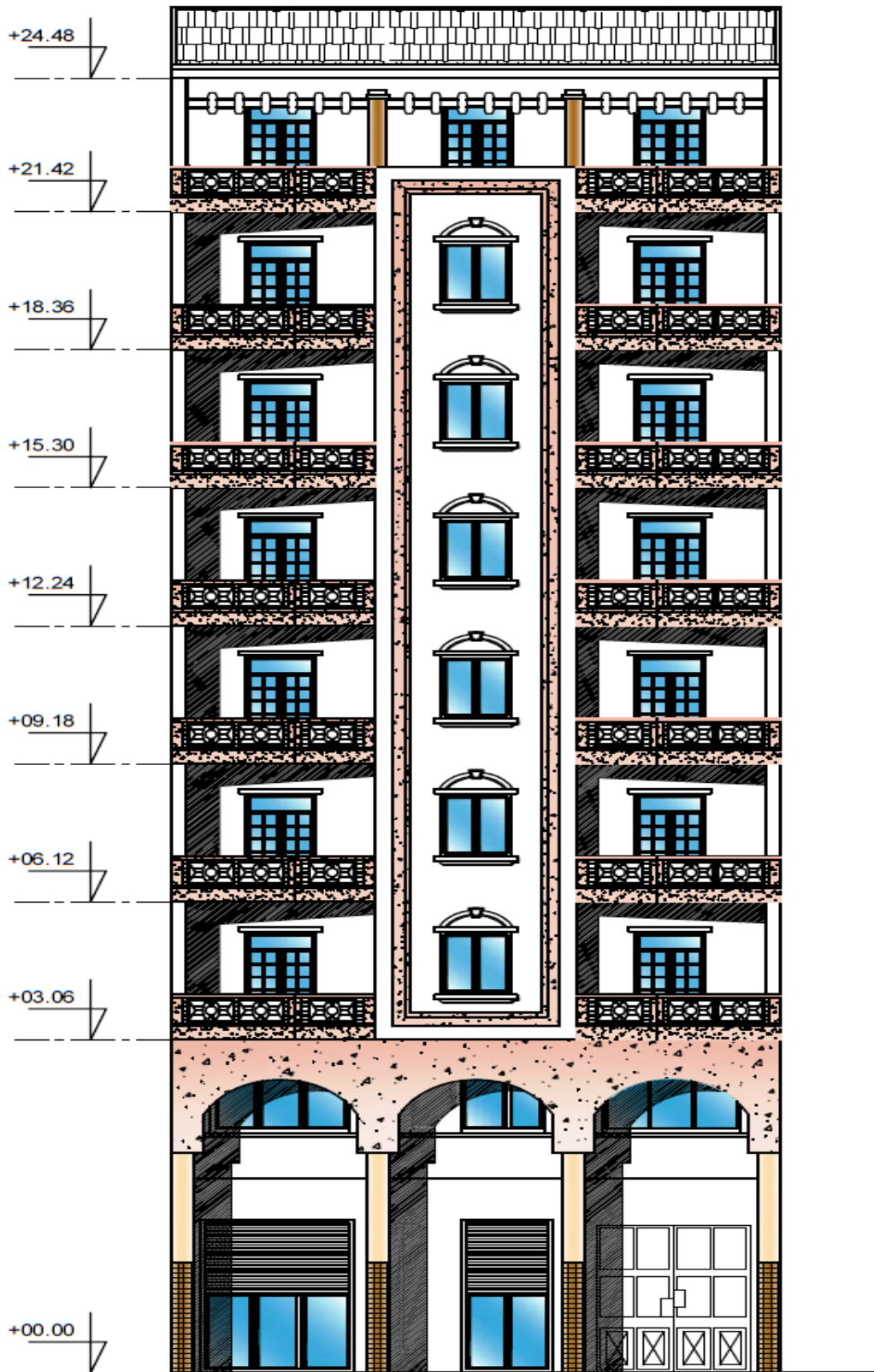
collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

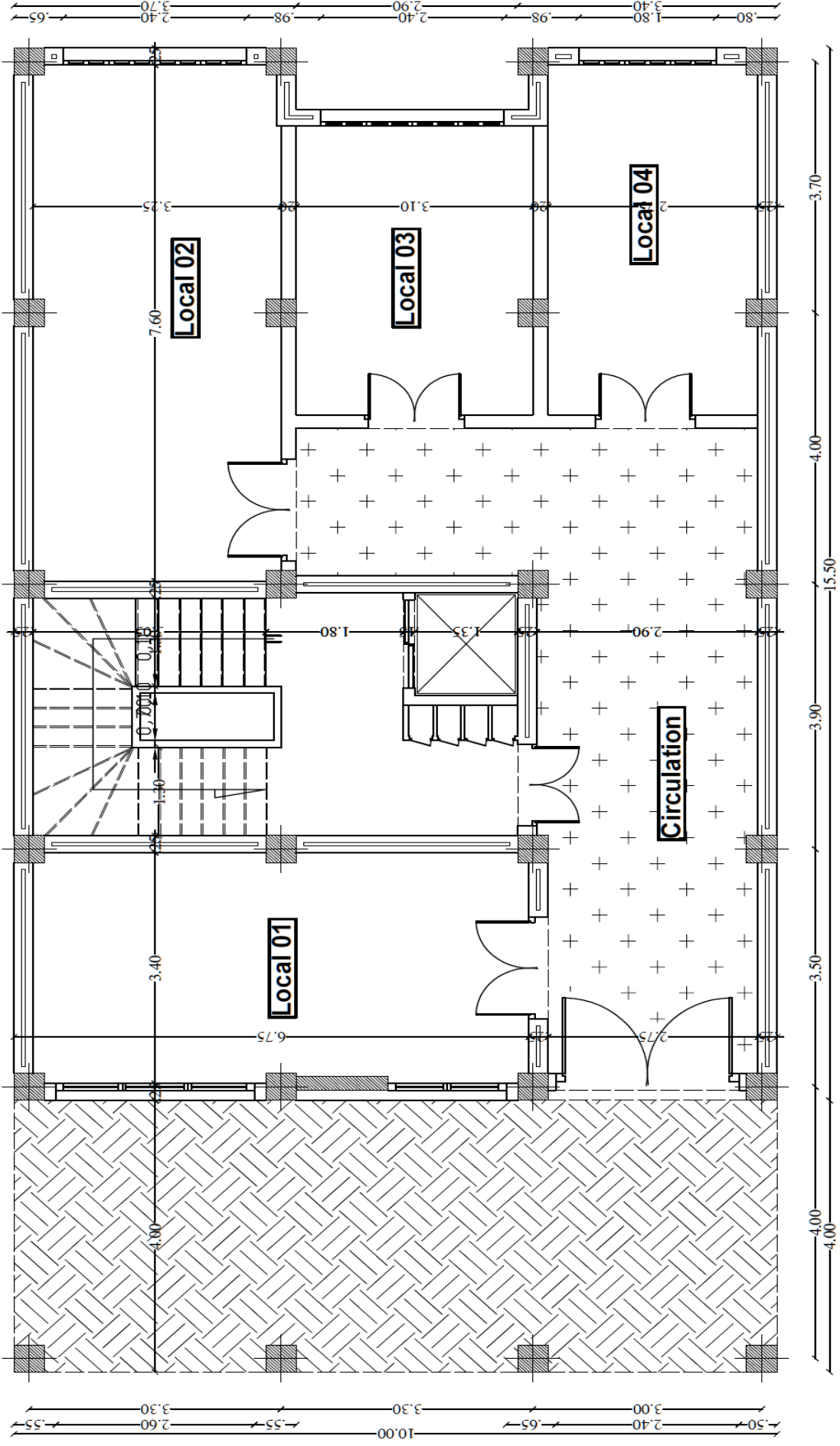
ANNEXES

ANNEXE I

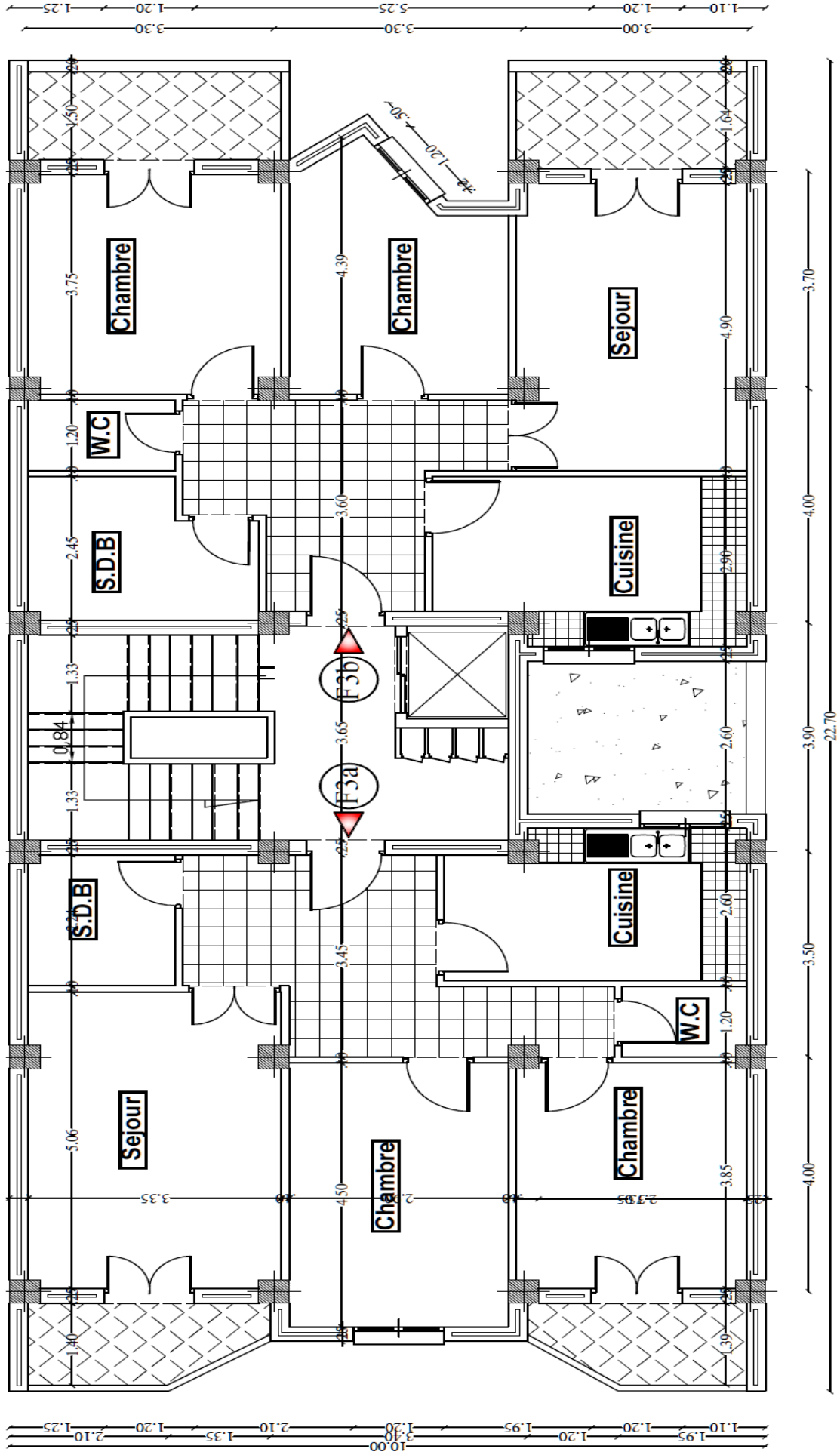
Plans Architecture



FACADE PRINCIPALE



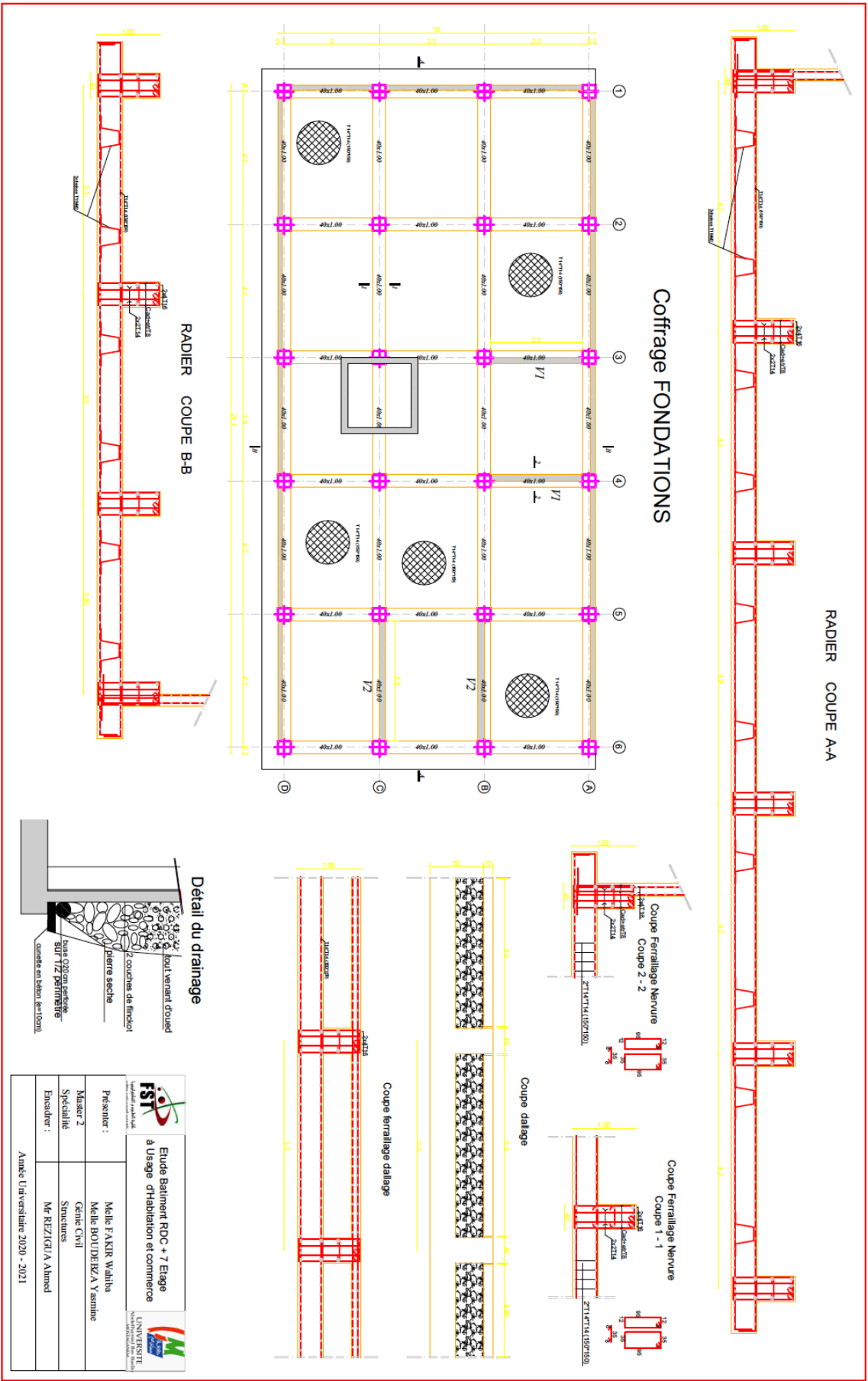
PLAN DU R.D.C





ETAGE COURANT

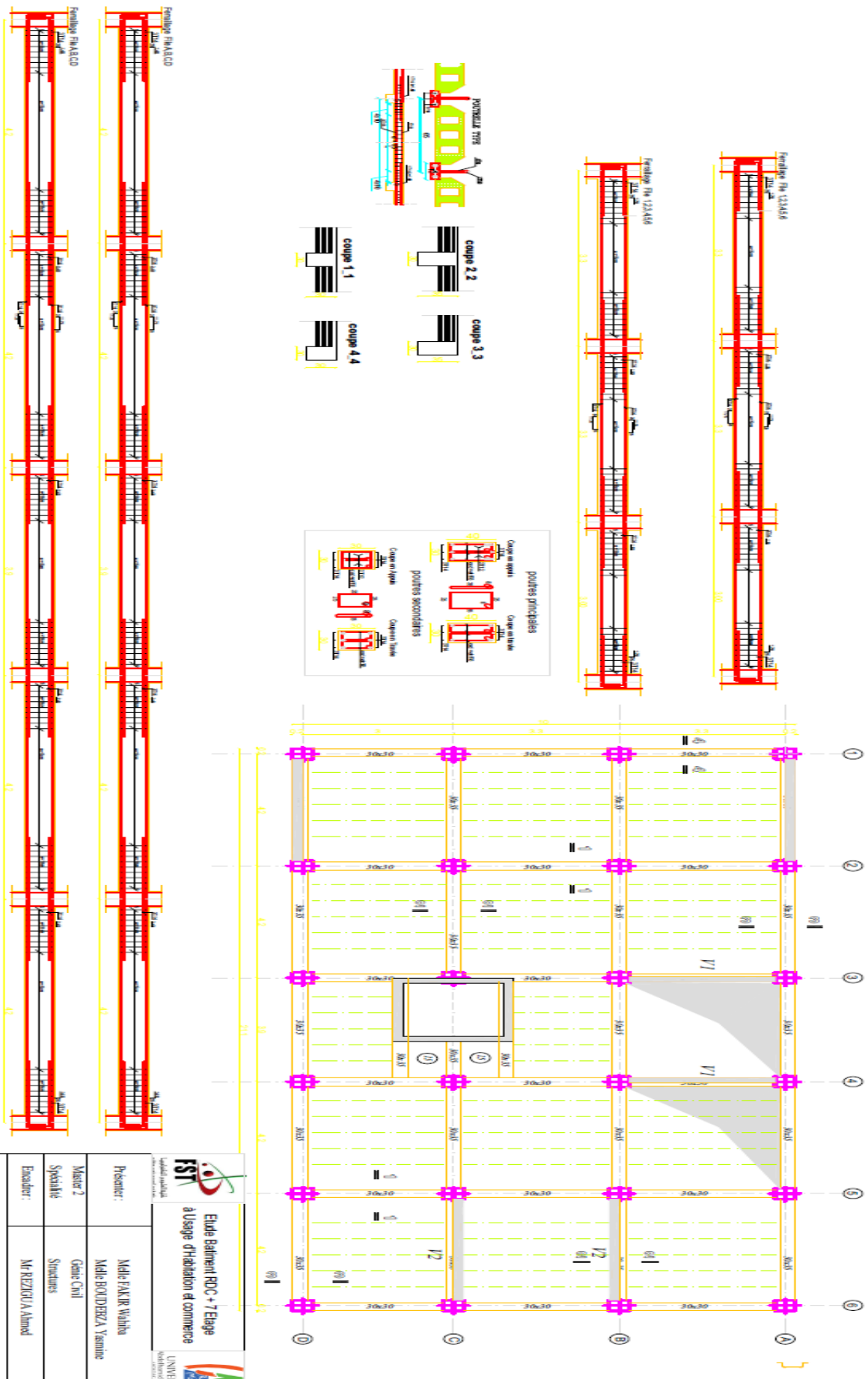
ANNEXE II


Plans de Ferrailage



 FST Institut National de la Recherche Scientifique	Etude Bâtiment RDC + 7 Etage à Usage d'habitation et commerce		 UNIVERSITE Mohamed El Bacha
	Présenté par : Maître 2 Spécialité : Enseignant :	Melle FAKIR Waliba Melle BOUDREZA Yasmine Génie Civil Structures Mr REZICHA Ahmed	

Coffrage Plancher



 <p>Étude Bâtiment RDC + 7 Étages à Usage d'habitation et commerce</p>	 <p>UNIVERSITÉ MOHAMMED VI</p>
<p>Système Encadré par: M. RIZZOUI A. Ahmed</p>	<p>Structures</p>
<p>Année Universitaire 2020 - 2021</p>	

ANNEXE III

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N \ ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation **DTR.B.C.2.2**.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

Cours :

- Béton armé.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
 - Mémoires de fin d'études, université de Tlemcen.
-