



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

DIB TOUFIK

IDDER MOHAMED

Sujet du mémoire

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ (R+7)
À USAGE MULTIPLE SITUÉ À SAIDA

Soutenu publiquement ledevant le jury composé de :

Mr, G. ABADA

Président

Mr, A. B. BENYAMINA

Rapporteur

Mr, M. MIMOUNI

Examineur

Mr, D. I. KLOUCHE

Examineur

PROMOTION : 2020/2021



REMERCIEMENTS

*Grâce au Dieu nous sommes arrivés à réaliser ce projet qui est le résultat d'un long travail d'investigation, d'analyse et d'élaboration malgré toutes les difficultés que nous avons eu,
Dieu merci.*

*Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères à nos parents pour leur soutien, leur motivation et leur
patience.*

*Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur Mr BENYAMINA, qui a accepté la charge et la direction de cette étude, pour son soutien, ses encouragements et surtout
sa compréhension.*

Nous tenons à remercier tous les enseignants du département de Génie civil.

Nous remercions également l'honorable jury qui ont bien voulu examiner notre travail.

Un merci particulier à tous nos proches et amis pour leur aide, leur soutien ainsi que leurs encouragements chaleureux et réconfortants.

DIB TOUFIK

IDDER MOHAMED

Dédicaces

Je dédie ce travail :

Tout d'abord à mes parents ; à ma tendre mère qui m'a mis au monde et a veillé à mon bonheur ; à mon père qui a tout donné, sacrifiée et qui m'encourage d'avantage pour me voir réussir dans ma vie et être sa fierté. Je leurs éprouve ma profonde gratitude et je leurs promet d'être toujours à leurs cotés. Je vous aime et que dieu vous garde pour nous tous.

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille sans exception.

A mes collègues.

A ma promotion Master 2020-2021.

Enfin je remercie mon ami et collègue : DIB TOUFIK avec qui j'ai trouvé un grand plaisir à travailler, je lui souhaite toute la réussite qui puisse exister.

IDDER

Dédicaces

Je dédie ce travail :

Tout d'abord à mes parents ; à ma tendre mère qui m'a mis au monde et a veillé à mon bonheur ; à mon père qui a tout donné, sacrifiée et qui m'encourage d'avantage pour me voir réussir dans ma vie et être sa fierté. Je leurs éprouve ma profonde gratitude et je leurs promet d'être toujours à leurs cotés. Je vous aime et que dieu vous garde pour nous tous.

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille sans exception.

A mes collègues.

A ma promotion Master 2020-2021.

Enfin je remercie mon ami et collègue : IDDER MOHAMED avec qui j'ai trouvé un grand plaisir à travailler, je lui souhaite toute la réussite qui puisse exister.

DIB

ملخص :

الهدف من هذا العمل هو دراسة هيكل مبنى خرساني مسلح متعدد الاستخدامات (R+7)، يقع في ولاية سعيدة. تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

- الجزء الأول عبارة عن وصف عام للمشروع مع عرض تقديمي للجانب المعماري لعناصر البناء، ثم القياس المسبق للهيكل وأخيراً حساب نزول الأحمال.
 - الجزء الثاني مخصص للعناصر الثانوية (السلم ، الروافد ، الأرضيات المملوءة – الشرفات والحاجز).
 - بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث بواسطة البرنامج ETABS / VER9.7.4 من أجل تحديد التأثيرات المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة ، أحمال التشغيل والزلازل).
 - يشمل الجزء الأخير تسليح عناصر المقاومة المختلفة للهيكل (أعمدة ، عوارض وأساسات).
- هذا مع مراعاة توصيات BAEL91 ، المعدلة 99 ولوائح الزلازل الجزائرية RPA 99/2003.

الكلمات المفتاحية :

بناء، خرسانة مسلحة ، BAEL91 ، RPA99 / 2003 ، ETABS / VER9.7.4

RESUME :

Le but de ce travail est l'étude de l'ossature d'un bâtiment à usage Multiple en béton armé (R+7), implanté dans la Wilaya de SAIDA.

Cette étude se compose de quatre parties :

- *La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.*
- *La deuxième partie est consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).*
- *L'étude dynamique de la structure est entamée dans la troisième partie par le logiciel ETABS/VERSION 9.7.4 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).*
- *La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres et fondation).*

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés :

Bâtiment, béton armé, BAEL91, RPA99/2003, ETABS/VERSION 9.7.4

ABSTRACT:

The goal of this work is the study of the framework of a multiple-use reinforced concrete building (R + 7), located in the Wilaya of SAIDA. This study consists of four parts :

- *The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building elements, then the pre-sizing of the structure and finally the descent of the loads.*
- *The second part is devoted to the secondary elements (the staircase, joists, solid slabs and the parapet).*
- *The dynamic study of the structure is started in the third part by the software ETABS / VER 9.7.4 in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and earthquake loads).*
- *The last part includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (columns, beams and foundation).*

This, taking into account the recommendations of BAEL91, amended 99 and the Algerian earthquake regulations RPA 99/2003.

Keywords:

Building, reinforced concrete, BAEL91, RPA99 / 2003, ETABS/VERSION 9.7.4

SOMMAIRE

: ملخص	I
RESUME :.....	II
ABSTRACT:.....	III
SOMMAIRE.....	IV
Symboles et Notations	IX
Liste des tableaux	XI
Liste des Figures.....	XIII
INTRODUCTION GENERALE.....	XVI
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	1
I.1 Introduction:.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage :.....	1
I.2.1 Caractéristiques géométriques :.....	1
I.2.2 Ossature et système constructif pris :	2
I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol :	3
I.3 Caractéristiques mécanique des matériaux :.....	3
I.3.1 Le béton :.....	3
I.3.2 Les Aciers :.....	7
I.4 Hypothèse de calcul:.....	8
I.4.2 E.L.S :	10
Conclusion :	11
CHAPITRE II: PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	11
II.1. Introduction.....	11
II.2. Pré dimensionnement des planchers :	11
II.2.1 Détermination de l'épaisseur des planchers :	11
II.1.2 Descente de charges des planchers :.....	11
II.2 Pré dimensionnement des poutres :.....	13
II.2.1 Les poutres principales :	13
II.2.2 Les poutres secondaires :.....	14

Sommaire

II.3 Pré dimensionnement des poteaux :.....	14
II.3.1 poteau rectangulaire :.....	14
II.3.2 Calcul de l'effort normal (NU) sollicitant les poteaux :.....	14
II.3.3 Les efforts de compression due aux charges d'exploitation Q :	15
II.3.4. Exemple de calcul (Poteau du RDC) :.....	17
II.4. Pré dimensionnement des voiles :	18
II.4.1. Au niveau du R.D.C :	19
II.4.2. Au niveau de l'étage courant:	19
CHAPITRE III: CALCUL DES PLANCHERS	20
III.1 Introduction :	20
III.2 Pré dimensionnement des poutrelles :.....	20
III.2.1 Calcul de la largeur des poutrelles (b) :.....	21
III.2.2. Méthode forfaitaire :.....	21
III.2.2.1 La méthode forfaitaire modifiée :	23
III.2.3 Méthode des trois moments :.....	24
III.3 Calcul des poutrelles des étages courants et RDC:.....	25
III.3.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :.....	25
III.3.2 Les types des poutrelles :.....	25
III.3.3 Exemple de Calcul (Plancher Etage Courant) :.....	27
III. 4 Calcul des poutrelles des planchers :	29
III.4.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :.....	29
III.4.2 Les types des poutrelles :.....	30
III.4.3 Calcul des sollicitations :.....	30
III.4.4 Calcul du ferrailage Des Poutrelles (à l'ELU) :.....	30
III.4.5 Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Courant) :.....	38
III.5 Plancher Terrasse :.....	38
III.5.1 Calcul des poutrelles du plancher terrasse :.....	38
III.5.2 Exemple de calcul (méthode des trois moments) :	39
III.5.2.1 Calcul des moments fléchissants :.....	39

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	45
IV.1 Acrotère :	45
IV.1.1 Charge permanente et charge d'exploitation :	45
IV.1.2 Charges aux états limites :	46
IV.1.3 Enrobage :	46
IV.1.4 Excentricité :	46
IV.1.5 Calcul du ferrailage (E.L.U) :	46
IV.1.6 Les vérifications :	48
IV.2 Balcon :	50
IV.2.1 Introduction :	50
IV.2.2 Descente des charges :	50
IV.2.3 Types des balcons :	51
IV.3 Escaliers :	58
IV.3.1 Introduction :	58
IV.3.2 Terminologie :	58
IV.3.3 Dimensionnement Des Escaliers :	59
IV.3.4 Les types d'escalier :	59
IV.3.5 Evaluation des sollicitations (escalier de l'étage courant et R.D.C) :	62
Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$	63
IV.3.6 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :	64
IV.3.7 Ferrailage de l'escalier :	66
IV.3.8 vérifications :	67
IV.3.9 Etude de la poutre palière :	68
IV.4. Etude de la dalle d'ascenseur :	73
IV.4.1 Introduction :	73
IV.4.2 Les dimensions de l'ascenseur :	73
IV.4.3 Calcul des masses :	74
IV.4.4 Choix des câbles :	75
IV.4.5 Calcul des sollicitations à ELU:	77
IV.4.7 Voile de la cage d'ascenseur :	84

Sommaire

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE DE BATIMENT	85
V.1 Généralités sur les séismes :	85
V.2 Introduction :	85
V.3 Méthode de calcul :	86
V.3.1 Modélisation des structures :	86
V.4 Evaluation des efforts sismiques :	87
V.4.1 Détermination des poids (W_t) de la structure :	89
V.5 Vérification des forces sismiques :	90
V.5.1 Le calcul de la force sismique totale :	90
V.5.2 Nombre des modes a considérée :	90
V.5.3 Vérification de la période fondamentale :	92
V.5.4 Vérification des facteurs de participation massique.....	92
V.5.5 Calcul des déplacements :	92
V.5.7 Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :	94
V.5.8 Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :	95
CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES PORTIQUES.....	96
VI.1 Introduction :	96
VI.2 Ferrailage des poutres :	96
VI.3. Exemple de calcul (RDC +Etage) :	97
VI.3.1. Poutres principales intermédiaires (30x40) cm ² :	97
VI.3.2 Chaînages intermédiaires (30x35) cm ² :	99
VI.4 Vérifications:	100
VI.4.1 Poutres principales (30x40) cm ² :	100
VI.5 Ferrailage des poteaux :	103
VI.5.1 Exemple de calcul :	105
CHAPITRE VII: FERRAILLAGE DES VOILES	110
VII.1 Introduction :	110
VII.2 Le système de contreventement :	110

Sommaire

VII.3 Le principe de calcul :	111
VII.5 Vérification :	114
VII.5.1 Vérification à l'ELS :	114
VII.6 Disposition des armatures :	115
VII.6.1 Armatures verticales :	115
VII.6.2 Armatures horizontales :	116
VII.6.3 Armatures transversales :	116
CHAPITRE VIII: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	117
VIII.1. Introduction :	117
VIII.2 Le radier:	117
VIII.2.1 Pré dimensionnement du radier :	118
VIII.2.2. Calcul de l'épaisseur du radier :	118
VIII.2.3 Détermination de la hauteur de la poutre libage:	119
VIII.2.4. Vérification des contraintes :	119
VIII.2.5. Evaluation des charges pour le calcul du radier :	119
VIII.2.6. Ferrailage du radier :	120
Bibliographie	129

Symboles et Notations

A : Coefficient d'accélération de zone,

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

$E.L.U$: Etat limite ultime.

$E.L.S$: Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

Symboles et Notations

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur.

P : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment isostatique

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Listes de Tableaux et de Figures

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableaux I.1 : Les déformations limites du pivot	10
--	----

Chapitre II

Tableaux II.1: Descente des charges plancher terrasse inaccessible	12
Tableaux II.2: Descente des charges plancher (R.D.C -7 ^{ème})	12
Tableaux II.3: Descente des charges remplissage extérieur	12
Tableaux II.4 : Descente des charges remplissage intérieur	13
Tableaux II.5 : Dégression des charges d'exploitations	16
Tableaux II.6 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus	18

Chapitre III

Tableaux III.1 : Combinaison des charges	21
Tableaux III.2 : Tableau Récapitulatif Résultats obtenus (Plancher étage courants)	29
Tableau. III 3 : Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher du RDC)	30
Tableaux III.4: Tableau Récapitulatif Résultats obtenus (Plancher Terrasse)	41

Chapitre IV

Tableaux IV.1 : Descente des charges (Balcon)	50
Tableaux IV.2:Descente des charges (Paillasse)	62
Tableaux IV.3: Descente des charges (Le Palier)	63
Tableaux IV.4: Combinaison des charges de l'escalier	63
Tableaux IV.5: Récapitulatif des moments fléchissant due aux charges concentrées à l'ELU	78
Tableaux IV.6 : Récapitulatif des moments fléchissant due aux charges concentrées à l'ELS	78
Tableau IV.7 : Moments fléchissant	80
Tableaux IV.8: Récapitulatif du ferrailage	84

Chapitre V

Tableaux V.1 : Valeurs de la force sismique totale	90
--	----

Listes de Tableaux et de Figures

Tableaux V.2 : Nombre des modes	92
Tableaux V.3 : les déplacements latéraux inter-étage	93
Tableaux V.4 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage	94
Tableaux V.5 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x)	94
Tableaux V.6 : l'excentricité accidentelle	95

Chapitre VI

Tableaux VI.1: Moments max des Poutres principales	97
Tableaux VI.2 : Moments max des Chaînages	97
Tableaux VI.3 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales	100
Tableaux VI.4 : Récapitulation du ferrailage des chaînages.....	100
Tableaux VI.5 : Sollicitations du premier genre	105
Tableaux VI.6 : Sollicitations du deuxième genre	105
Tableaux VI.7 : Disposition constructive des armatures des nœuds	108

Listes de Tableaux et de Figures

Liste des Figures

Chapitre I

Figure I.1 : Diagramme Parabole Rectangle.....	5
Figure I.2 : Diagramme Rectangulaire.....	6
Figure I.3 : Diagramme de déformation contraintes.....	8
Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section -règles des trois pivots-...	9

Chapitre II

Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible.....	11
Figure II.2 : Plancher étage courant.....	12
Figure II.3 : Surface afférente du poteau rectangulaire.....	14
Figure II.4 : Coupe de voile en élévation.....	19

Chapitre III

Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles.....	20
Figure III.2 : Schéma explicatifs.....	23
Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant.....	28
Figure III.4 : Diagramme d'effort tranchant.....	28
Figure III.5 : Section en Té.....	31
Figure III.6 : Condition de non fragilité (section en Té).....	32
Figure III.7 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	35
Figure III.8 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.....	38
Figure III.9 : Dessin de ferrailage des poutrelles du terrasse.....	44

Chapitre IV

Figure IV.1 : Charges agissant sur l'acrotère.....	45
Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère.....	49
Figure IV.3 : Schéma représentatif de balcon.....	51
Figure IV.4 : Ferrailage en Travée (Balcon) sens « X ».....	54
Figure IV.5 : Schéma représentatif de balcon 2	55
Figure IV.6 : Ferrailage en Travée (Balcon2) Sens « X ».....	58

Listes de Tableaux et de Figures

Figure IV.7 : Schéma d'un escalier	59
Figure IV.8 : Schéma statique du type 01 d'escalier, étage courant	60
Figure IV.9 : Schéma statique du type 01 d'escalier, étage RDC	61
Figure IV.10 : Schéma statique d'une volée + palier.....	64
Figure IV.11 : Schéma statique de la volée et le palier.....	64
Figure IV.12 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier.....	65
Figure IV.13 : Ferrailage de la poutre palière	72
Figure IV.14-15 : Éléments et dimensions de l'ascenseur	73
Figure IV.16 : Schéma du rectangle d'impact	75
Figure IV.17 : Panneau de la dalle.....	77
Figure IV.18 : Les panneaux de calcul de la dalle.....	77
Figure IV.19 : Panneau de la dalle.....	79

Chapitre V

Figure V.1 : Modélisation de la structure à l'aide de logiciel « ETABS»	87
Figure V.2 : poids de chaque niveau.....	89
Figure V.2.a : Première Période calculée en translation (ETABS).....	90
Figure V.2.b : Deuxième Période calculée en translation (ETABS).....	91
Figure V.2.c : Troisième Période calculée en Torsion (ETABS).....	91

Chapitre VI

Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires...103	
Figure VI.2 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux.....	109

Chapitre VII

Figure VII.1 : Schéma du voile + poteaux.....	113
Figure VII.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	116
Figure VII.3 : La disposition du ferrailage du voile.....	116

Chapitre VIII

Figure VIII.1-2 : Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture....	121
Figure VIII.3 : Ferrailage de la poutre libage+radier (sens longitudinal et transversal).125	

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+7 à usage multiple. Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre traite le calcul des planchers.
- Le quatrième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le cinquième chapitre comporte la modélisation et l'étude sismique du bâtiment réalisé par le logiciel ETABS.
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est l'objet du sixième chapitre.
- Le septième chapitre traite le calcul des voiles.
- Le huitième et dernier chapitre aborde l'étude des fondations.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction:

Le but de notre projet de fin d'étude est d'étudier un projet réel en tenant compte de deux facteurs principaux à savoir : la Sécurité et l'Economie.

La stabilité de l'ouvrage est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) et des différentes sollicitations (compression, flexion...). La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 version 2003, CBA93) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure. Avec l'utilisation des logiciels ETABS pour déterminer les différents types de sollicitations et les déplacements, afin de ferrailer les éléments de la structure et calcul de flèche.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à faire le dimensionnement et étude d'un bâtiment à usage multiple (commerce et d'habitation) en Béton Armé, R+7 implanté dans la région de Saïda.

Ce bâtiment est implanté à Saïda qui est déclaré une zone de faible sismicité (zone I) selon le classement établi par le règlement parasismique algérien RPA99-version 2003.

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur pour assurer la circulation et le confort des acquéreurs.

Notre bâtiment comporte :

Un R.D.C : à usage commercial.

L'étage 1 : des bureaux administratifs.

Les restes étages comportant chacune quatre appartements (2F4 et 2F3): à usage d'habitation.

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

Dimensions en plan :

- Longueur totale de la structure :28.85 m
- Largeur totale de la structure (Etage Courant) :20.65 m
- Largeur totale de la structure (Rez De Chaussée) :20.50 m

Dimensions en élévation :

- Hauteur du R.D.C. :3,40 m
- Hauteur des étages courants :3,20 m
- Hauteur totale de la structure :25,80 m
- Hauteur de l'acrotère :70cm

I.2.2 Ossature et système constructif pris :

Ossature : L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques en béton armé et des voiles de contreventement dans les deux directions.

Planchers : Nous avons opté pour deux types de planchers :

- Planchers à corps creux pour les étages courants.
- Dalles pleines pour les balcons.

Escalier : Le bâtiment comporte un (1) type d'escalier. Il s'agit d'un escalier à deux volées et un palier de repos, il est utilisé pour l'accès du RDC jusqu'au 7ème étage.

Maçonnerie : La maçonnerie utilisée est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- Murs extérieurs : réalisés en doubles cloisons en brique creuse de 15 et 10 cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs : seront réalisés en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur, ayant comme principale fonction la séparation des espaces et leurs assurer une isolation acoustique.

Cage d'ascenseur : L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie. elles sont confinées dans un noyau ouvert nommé cage d'ascenseur.

Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B, CUISINE).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

Isolation : L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs par contre l'isolation thermique est assurée par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasses, et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{sol} = 1,5$ bars.
- Le site est de nature meuble (S3).

I.3 Caractéristiques mécanique des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93 et les règles techniques de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites BAEL91 ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/Version2003.

I.3.1 Le béton :

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau de gâchage et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants". Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie les résistances à la compression du béton et à la traction de l'acier.

La composition retenue d'un mètre cube (1 m^3) de béton ordinaire est la suivante :

- 350 Kg de ciment (CPA 325).
- 400 L de sable ($d_g \leq 5$ mm).
- 800 L de gravillons ($d_g \leq 25$ mm).
- 175 L d'eau de gâchage.

Son poids volumique est :

Béton armé : $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$;

Béton non armé : $\gamma_b = 22 \text{ kN/m}^3$.

I.3.1.1 Résistance mécanique :

Résistance caractéristique à la compression :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

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

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$.

Pour $j \geq 60$ jours, on prend : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$.

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

Définition des états limites:

Etat limite ultime :

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

Etat limite de service :

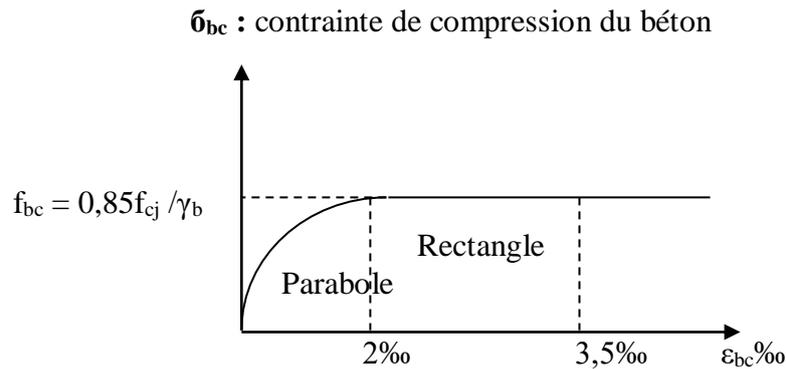
Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

I.3.1.2 Déformation et contraintes de calcul :

Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole – rectangle :



C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas du BAEL.

La contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b}$$
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa ; Pour le cas générale}$$
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa ; Pour le cas des combinaisons accidentelles}$$

Avec:

- ε_{bc} : Déformation du béton en compression ;
- σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$;
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;
- γ_b : Coefficient de sécurité avec :
 - $\gamma_b = 1,50$; Cas générale ;
 - $\gamma_b = 1,15$; Cas des combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion

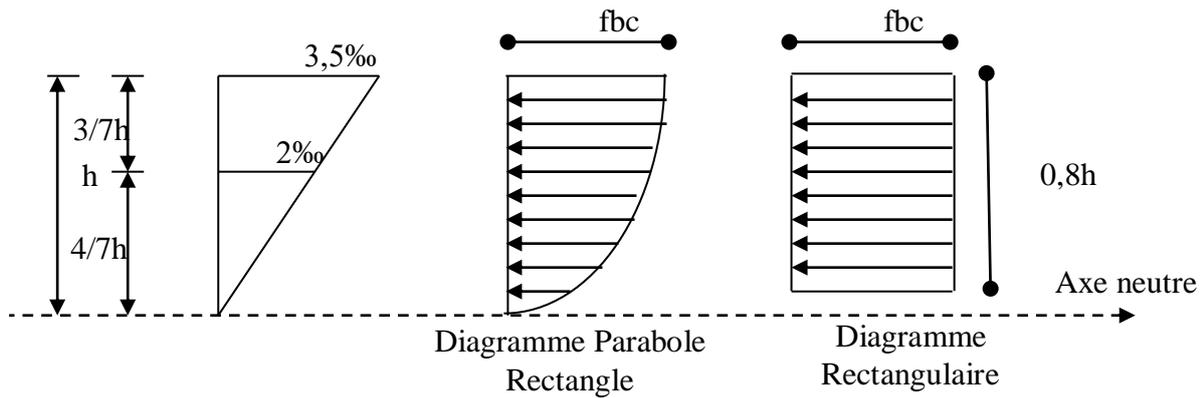


Figure I.2 : Diagramme rectangulaire.

I.3.1.3 Contrainte admissible de cisaillement:

$$\begin{cases} \tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration préjudiciable} \\ \text{ou très préjudiciable.} \end{cases}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u .

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

Avec : $\begin{cases} b_0 : \text{ largeur de la pièce} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{cases}$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa}) = 3,34 \text{ MPa}; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}; \text{ Fissuration préjudiciable} \\ \text{ou très préjudiciable.}$$

I.3.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :

Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.3.1.5 Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson:

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

Où : ν est le coefficient de poisson

- $\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) $\rightarrow G = 16082,1 \text{ Mpa}$
- $\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) $\rightarrow G = 13401,75 \text{ Mpa}$

I.3.2 Les Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la traction.

Les aciers qu'on utilise sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés de diamètre $\leq 6 \text{ mm}$.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

I.3.2.1 Diagramme déformation - contrainte :

Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400. Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \text{ Cas générale, on a } \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$\gamma_s = 1,00 ; \text{ Cas des combinaison accidentelles, on a } \sigma_s = 400 \text{ MPa}.$$

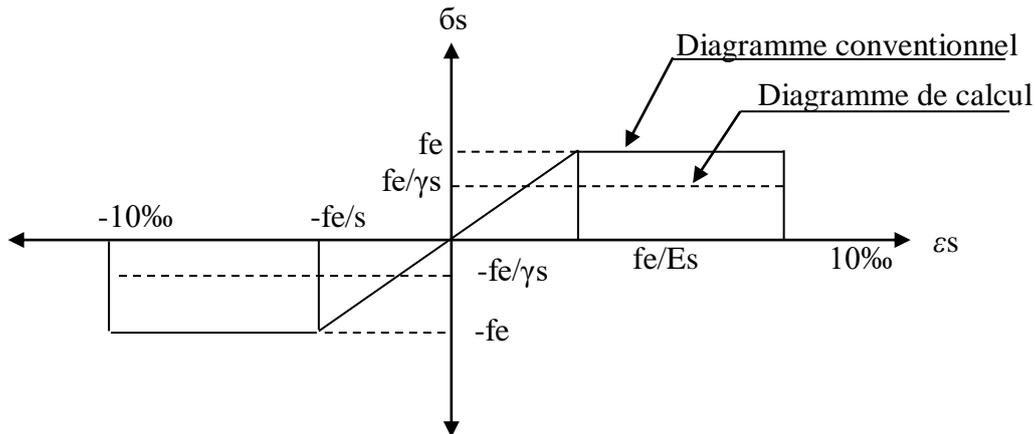


Figure I.3 : Diagramme de déformation – contraintes.

I.3.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ (Pas de limitation) ; Fissuration peu préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

} Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right)$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{st} = 165 \text{ MPa}$$

} Fissuration très préjudiciable.

η : Coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 ; \text{ Pour rond lisse ;} \\ \eta = 1,6 ; \text{ Pour hautes adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 ; \text{ Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I.4 Hypothèse de calcul:

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

I.4.1 E.L.U.R:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.4.1.1 Hypothèses de calcul:

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à:
- $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composé ;
- $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:
- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

I.4.1.2 Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

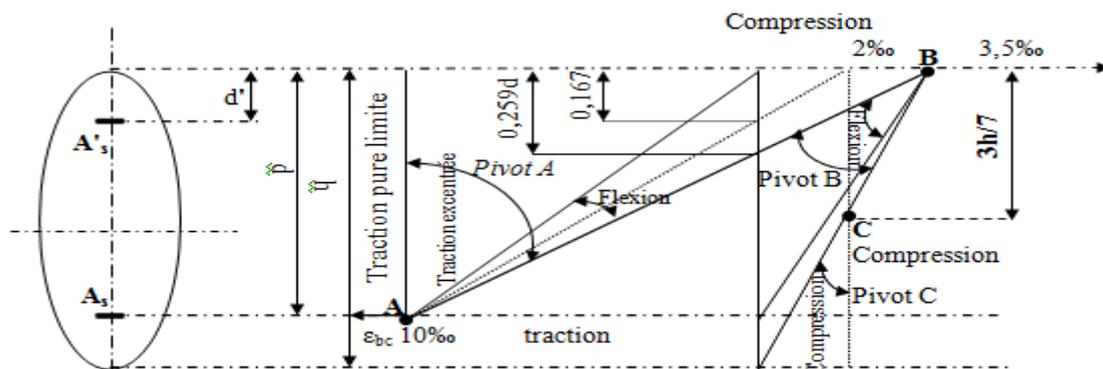


Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section.

Tableau I.1 : Les déformations limitent du pivot

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ‰

I.4.2 E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.4.2.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s ;$$
$$\text{Avec : } \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.4.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- Etat limite ultime : Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35G + 1,5Q$
- Etat limite de service : Combinaison d'action : $G+Q$
- Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente ;} \\ Q : \text{charge d'exploitation ;} \\ E : \text{effort de séisme.} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Dans ce premier chapitre, il a été question de présenter l'ouvrage à étudier dans notre projet de fin d'étude, ainsi que tous les données dont on a besoin pour les calculs qui suivent dans les autres chapitres ; on cite les caractéristiques : géométrie du bâtiment, du sol et mécanique et des matériaux utilisés dans sa conception.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments de la structure

II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure ; poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré-dimensionnement. Il serait fait selon les règles techniques algériennes CBA93 et RPA99 (version 2003), tout en respectant l'économie et la sécurité.

Pour cela, nous évaluons une descente de charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux jusqu'aux fondations

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1 Détermination de l'épaisseur des planchers :

Epaisseur du plancher à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

L : La portée maximale entre nus d'appuis ;

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{325}{22,5} = 14,44 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} \text{ épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

II.1.2 Descente de charges des planchers :

Plancher terrasse inaccessible :

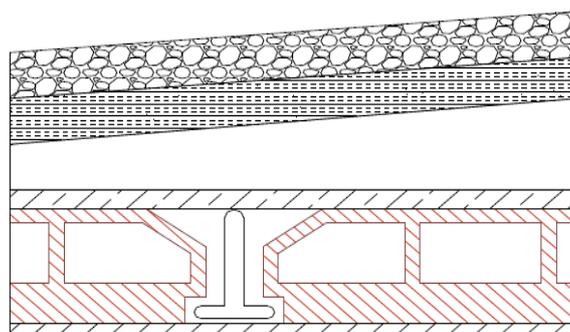


Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau II.1 : Descente des charges Plancher terrasse inaccessible

Désignation	E (m)	(KN/m ²)
Protection en gravillon roulé	0,05	1,00
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Forme de pente en béton léger	0,10	2,20
Isolation thermique en liège	0,04	0,16
Plancher à corps creux + dalle de compression	0,20	2,80
Enduit en plâtre	0,02	0,20
ΣG		6,48
Q		1,00

Plancher RDC et Etage courant :

Tableau II.2 Descente des charges Plancher (R.D.C – 7^{ème})

Désignation	E (m)	(KN/m ²)
1-Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2-Mortier de pose	0,02	0,40
3-Sable fin pour mortier	0,02	0,36
4-Plancher à corps creux	0,20	2,80
5-Enduit en plâtre	0,02	0,20
6-Cloisons en brique creuse	0,10	0,90
ΣG		5,06
Q (pour les étages courant)		1,50
Q (pour le plancher du RDC)		2,50

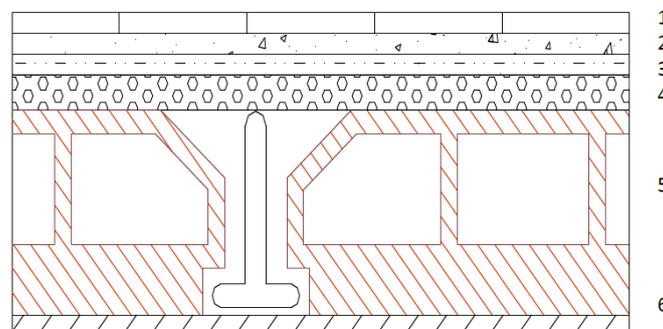


Figure II.2. Plancher étage courant

Murs de façade :

Tableau II.3 : Descente des charges Remplissage extérieur

Désignation	E (m)	(KN/m ²)
Briques creuses	0,15	1,35
Briques creuses	0,10	0,90
Enduit extérieur en ciment	0,015	0,27
Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
ΣG		2,67
G		2,67

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Murs intérieurs :

Tableau II.4 : Descente des charges Remplissage intérieur

Désignation	E (m)	(KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,015	0,15
Briques creuses	0,15	1,35
Enduit en plâtre	0,015	0,15
ΣG		1,65
G		1,65

II.2 Pré dimensionnement des poutres :

Selon le R.P.A. 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Et selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité est :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h_t \leq b \leq 0,4 h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ d : \text{ hauteur utile} \\ L : \text{ portée maximale entre nus} \end{cases}$$

On trouvera deux types de poutres :

- Poutre principale : L = 5,25m
- Poutre secondaire : L = 3,60m

II.2.1 Les poutres principales :

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\begin{cases} L_{max} = 525 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 35 \text{ cm} \leq h_t \leq 52,5 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 16 \text{ cm} ; \text{ On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (30 X 40) cm² comme section des poutres principales.

II.2.2 Les poutres secondaires :

Celui des poutres secondaires, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\begin{cases} L_{max} = 360 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 24 \text{ cm} \leq h_t \leq 36 \text{ cm} ; \text{On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 14 \text{ cm} ; \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (30 X 35) cm² comme section des poutres secondaires.

II.3 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central), la section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

On a un type de section des poteaux : section rectangulaire

II.3.1 poteau rectangulaire :

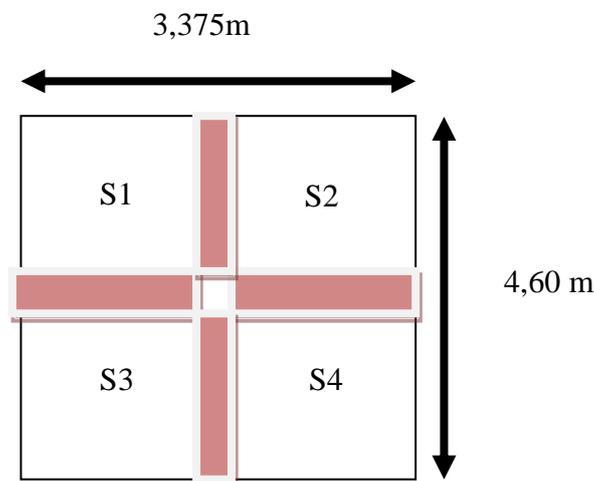


Figure II.3: Surface afférente du poteau rectangulaire.

La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par : $S = 3,375 \times 4,60 = 15,525 \text{ m}^2$

II.3.2 Calcul de l'effort normal (NU) sollicitant les poteaux :

Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse :
- Poids propre du plancher :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

$$G_{terrasse} \times S = (6,48 \times 15,525) = 100,60 \text{ KN}$$

- Poids propre des poutres principales:

$$\gamma_{ba} \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times 4,60 = 13,8 \text{ KN}$$

- Poids propre des poutres secondaires :

$$\gamma_{ba} \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,35) \times 3,375 = 8,86 \text{ KN}$$
$$G = 123,26 \text{ KN}$$

- Plancher étages courants :

- Planchers étages :

$$G_{\text{étage courant}} \times S = (5,06 \times 15,525) = 78,55 \text{ KN}$$

- Poids propre des poutres principales :

$$\gamma_{ba} \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times 4,60 = 13,8 \text{ KN}$$

- Poids propre des poutres secondaires :

$$\gamma_{ba} \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,35) \times 3,375 = 8,86 \text{ KN}$$
$$G = 101,21 \text{ KN}$$

- Selon les règles BAEL 91 modifié 99, on doit majorer l'effort normal ultime de 10%.

II.3.3 Les efforts de compression due aux charges d'exploitation Q :

La Loi de dégression : Puisqu'il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut d'où Q : Charge d'exploitation.

Selon les règles du « DTR B.C. 2.2 », ce qui donne :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} n : \text{Nombre d'étages.} \\ Q_0 : \text{La charge d'exploitation sur la terrasse.} \\ Q_1, Q_2, \dots, Q_n : \text{Les charges d'exploitation respectivement de haut vers le bas} \end{array} \right.$$

II.3.3.1 Détermination de la section du poteau :

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

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau II.5 : Dégression des charges d'exploitations

Niv.	Charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitation (kN/m ²)	Σ des charges d'exploitation
T	Q ₀	Σ ₀ = Q ₀	1
N ₆	Q ₁	Σ ₁ = Q ₀ +Q ₁	2,50
N ₅	Q ₂	Σ ₂ = Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
N ₄	Q ₃	Σ ₃ = Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
N ₃	Q ₄	Σ ₄ = Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,10
N ₂	Q ₅	Σ ₅ = Q ₀ +0,80(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,00
N ₁	Q ₆	Σ ₆ = Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
P.RDC	Q ₇	Σ ₇ = Q ₀ +0,71(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇)	9,17

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression)

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ))

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} & \text{Si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad B = a \times b \quad ; \quad I = \frac{b \times a^3}{12}$$

λ : Elancement d'EULER

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

- B : Surface de la section du béton (B=a x b).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton (γ_b=1,50)situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier (γ_s=1,15)situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier (f_e= 400 MPa).

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a-0,02)(b-0,02)$) [m²].

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

II.3.4. Exemple de calcul (Poteau du RDC) :

On prend comme exemple de calcul des poteaux de RDC d'où : $h_0 = 340\text{ cm}$

Donc :

$$L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 340 = 238\text{ cm}$$

$$N_G = 123,26 + (7 \times 101,21) = 831,73\text{ KN}$$

$$N_Q = 15,525 \times (9,17) = 142,36\text{ KN}$$

$$N_u = 1,10(1,35 N_G + 1,50 N_Q) = 1,10(1,35 \times 831,73 + 1,50 \times 142,36)$$

$$N_u = 1470,01\text{ KN}$$

II.3.4.1. Détermination de (a) :

$$B = b \cdot a$$

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

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{238}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{238}{0,289 \times 50} = 16,47\text{ cm}$$

On prend : $a = 45\text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} = \frac{238}{13,00} = 18,30 < 50 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

II.3.4.2. Détermination de (b) :

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

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

$$Br = (45-2) \times (b-2) = 43 \times (b-2)\text{ cm}^2$$

Selon le « **Le RPA 99 version 2003** » $A_s = 0,7\%$ $Br \dots\dots\dots\text{Zone I}$

$$A_s = 0,7\% [43(b-2)] = 0,301(b-2)\text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{18,3}{35} \right)^2 \right]}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

$$\alpha = 0.805$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,50 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{43 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,301(b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq \alpha [90,10(b - 2)]$$

$$b \geq 22,26 \text{ cm}$$

On adopte $b = 45 \text{ cm}$

II.3.4.3. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \min(a, b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.3.4.4. Choix des sections des poteaux :

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus

Niveau	(axb) cm ²
7	(35 x 35)
6	(35 x 35)
5	(35 x 35)
4	(40 x 40)
3	(40 x 40)
2	(40 x 40)
1	(45 x 45)
RDC	(45 x 45)

II.4. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré-dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. D'après le RPA99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ». Ou L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :

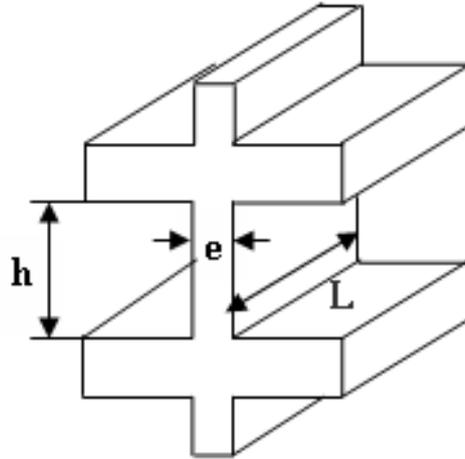


Figure II.4 : Coupe de voile en élévation

II.4.1. Au niveau du R.D.C :

h_e : La hauteur libre de l'étage.

Pour $h = h_e \rightarrow e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$

$h_e = 3,20\text{m} \rightarrow e \geq \max (15; 12,8; 14,54; 16)$.

$e \geq 16 \text{ cm} \rightarrow$ donc on prend une épaisseur de 20 cm au niveau du RDC.

II.4.2. Au niveau de l'étage courant:

$h_e = 3,00\text{m} \rightarrow e \geq \max (15; 12; 13,63; 15)$.

$e \geq 15 \text{ cm} \rightarrow$ donc on prend une épaisseur de 20 cm
au niveau de l'étage courant.

Chapitre III

Calcul des planchers

CHAPITRE III: CALCUL DES PLANCHERS

III.1 Introduction :

Le plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et supporter les revêtements du sol, ses fonctions principales sont :

Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations.

Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles).

Assurer l'isolation thermique et acoustique.

Participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.

La structure étudiée a un seul type de planchers :

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

III.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

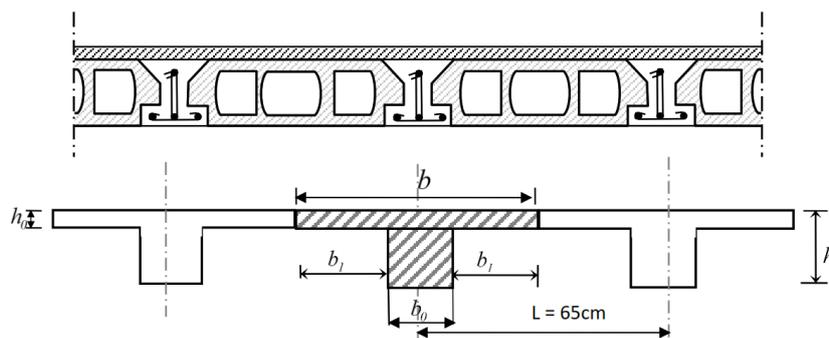


Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

Hauteur du plancher : $h_t = 20 \text{ cm}$

Epaisseur de la nervure : $h_0 = 4 \text{ cm}$

Largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$

III.2.1 Calcul de la largeur des poutrelles (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante : $b = 2b_1 + b_0$ (1)

On a : $L = 325 \text{ cm}$; $l_1 = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \left(b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right)$$
$$= \min(b_1 \leq 26,5 \text{ cm} ; b_1 \leq 32,5 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm})$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ et d'après (1) on a : $b = 65 \text{ cm}$

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

Tableau III.1 : Combinaison des charges

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)
Plancher étage courant	5,06	1,50	5,90	4,26
Plancher terrasse	6,48	1,00	6,66	4,86
Plancher RDC	5,06	2,50	6,87	4,91

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courants, RDC et pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions au dessous.

III.2.2. Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq \max(2G ; 5kN/m^2)$;

Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;

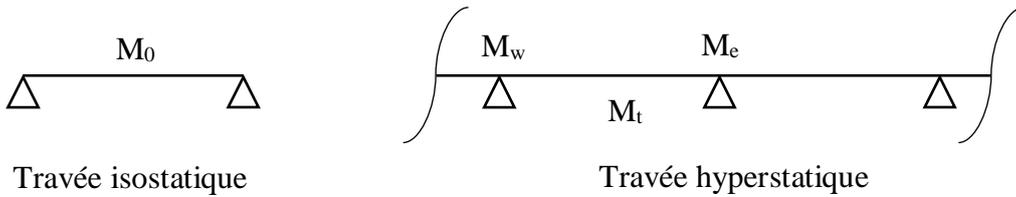
Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

La Fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe de calcul des moments :

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.



Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

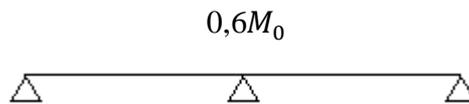
Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w+M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{array} \right.$$

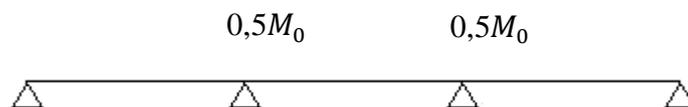
$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w+M_e}{2} \\ \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

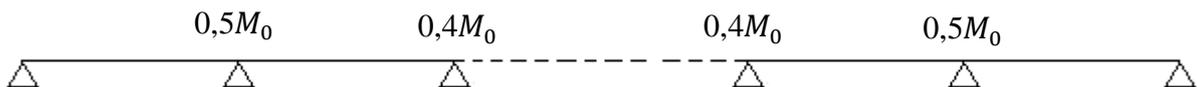
Cas de 2 travées :



Cas de 3 travées :



Cas de plus de 3 travées :



Principe de calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

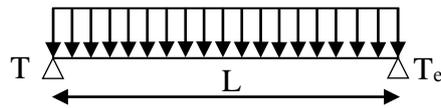
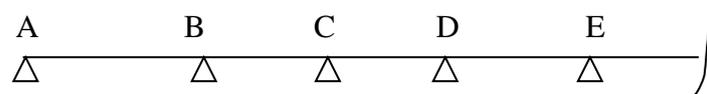


Figure III.2: Schéma explicatif

III.2.2.1 La méthode forfaitaire modifiée :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)



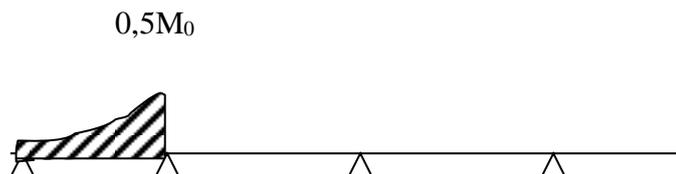
Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).



Cas d'une travée de rive :

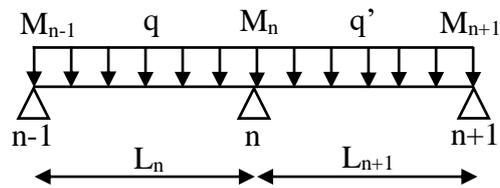
Il suffit de porter sur l'appui (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0$ (BC) s'il y a que deux travées ou $0,5 M_0$ (BC) s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de

tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

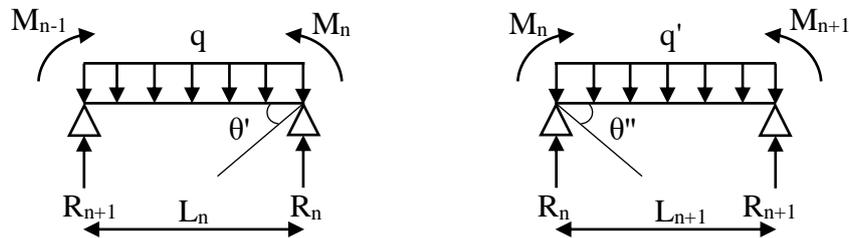
Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0(BC)$ si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0 (AB)$ s'il n'y a que deux travées.

III.2.3 Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.



En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.



Avec :

M_{n-1}, M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

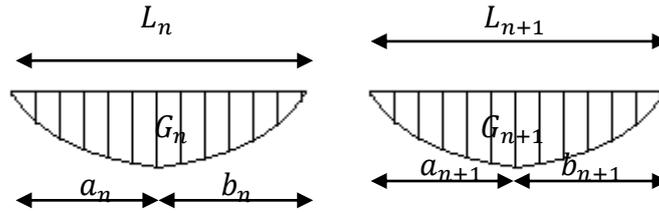
Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$



Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\begin{aligned} \theta' &= \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' \\ &= \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI} \\ \theta' = \theta'' &\Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ &= -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned}$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

III.3 Calcul des poutrelles des étages courants et RDC:

III.3.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

La surcharge d'exploitation :

Plancher étage courant : $G = 5,06 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ kN/m}^2$ Condition Vérifiée.

Poutres à inerties transversales constantes Condition Vérifiée.

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} \in [0,8 ; 1,25] ; \frac{3,15}{3,15} = 1 \text{ Condition Vérifiée.}$$

Fissuration non préjudiciable :

La méthode forfaitaire est applicable au plancher d'étage courant.

III.3.2 Les types des poutrelles :

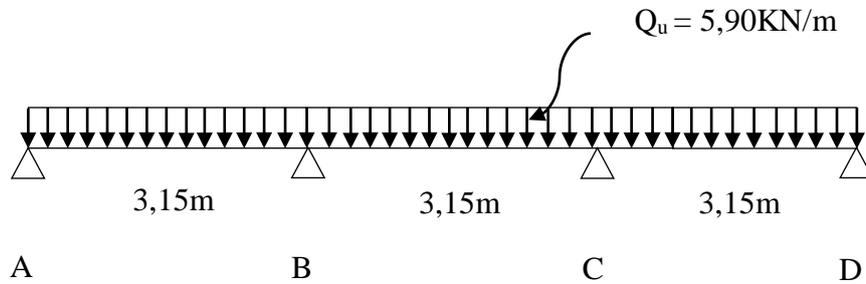
Avant de définir les types des poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher d'étage courant :

$$\begin{aligned} G &= 5,06 \times 0,65 = 3,33 \text{ kN/m} \\ \text{Donc : } Q_u &= 5,90 \text{ kN/m} \\ Q &= 1,50 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} &= 4,26 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

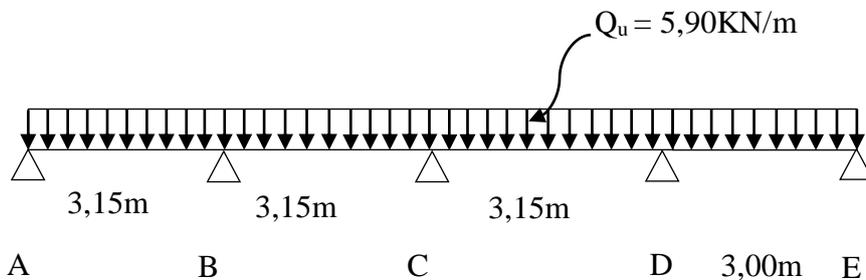
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,50}{1,50 + 5,06} = 0,23$$

Notre construction comporte quatre types des poutrelles

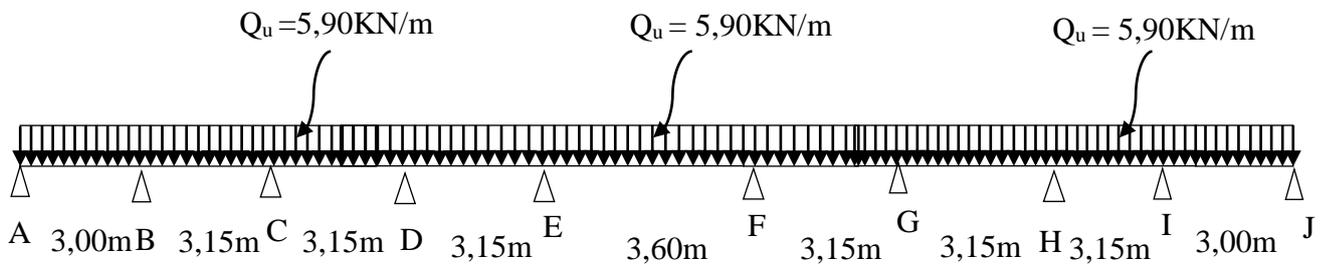
Type 01 :



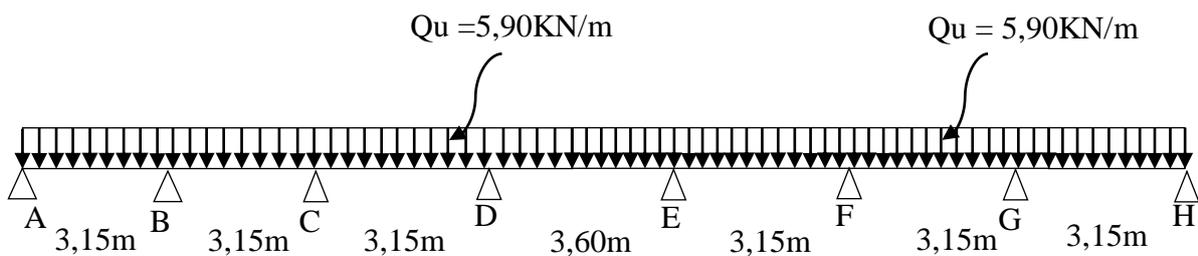
Type 02 :



Type 03 :

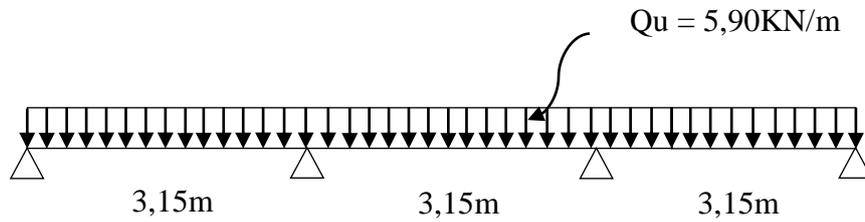


Type 04 :



III.3.3 Exemple de Calcul (Plancher Etage Courant) :

Type 01 :



Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées

Moment Isostatique:

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \begin{cases} M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = \frac{5,9 \times 3,15^2}{8} = 7,32 \text{ KN.m} \\ M_0 = 7,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = M_D = 0,2M_0 = 0,2 \times 7,32 = 1,46 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_C = 0,5M_0 = 0,5 \times 7,32 = 3,66 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Travée de rive :

$$M_{tAB} = M_{tCD} \geq \max \begin{cases} (1,069 \times 7,32) - \frac{1,46+3,66}{2} = 5,26 \text{ KN.m} \\ \left(\frac{1,269}{2}\right) \times 7,32 = 4,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend $M_{tAB} = M_{tCD} = 5,26 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_{tBC} \geq \max \begin{cases} (1,069 \times 7,32) - \frac{3,66+3,66}{2} = 4,16 \text{ KN.m} \\ \left(\frac{1,069}{2}\right) \times 7,32 = 3,91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend $M_{tBC} = 4,16 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

Travée (AB)

$$\begin{cases} T_w = \frac{1,46 - 3,66}{3,15} + \frac{5,9 \times 3,15}{2} = 8,59 \text{ KN} \\ T_e = \frac{1,46 - 3,66}{3,15} - \frac{5,9 \times 3,15}{2} = -9,99 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (BC)

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,9 \times 3,15}{2} = 9,29 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{5,9 \times 3,15}{2} = -9,29 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (CD)

$$\begin{cases} T_w = \frac{3,66 - 1,46}{3,15} + \frac{5,9 \times 3,15}{2} = 9,99 \text{ KN} \\ T_e = \frac{3,66 - 1,46}{3,15} - \frac{5,9 \times 3,15}{2} = -8,59 \text{ KN} \end{cases}$$

Diagramme des moments fléchissant et de L'effort tranchant :

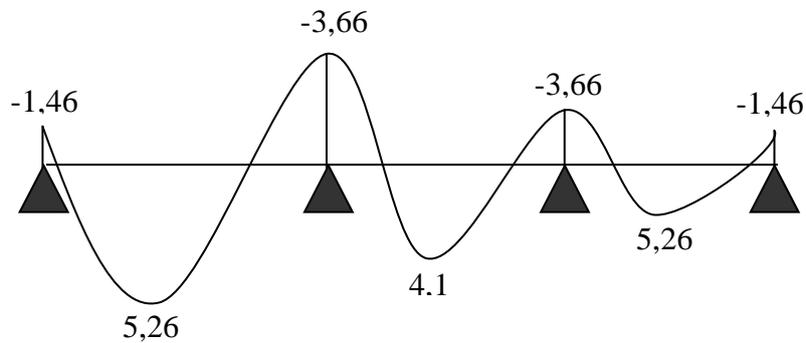


Figure. III 3 : Diagramme des moments fléchissant de Type1

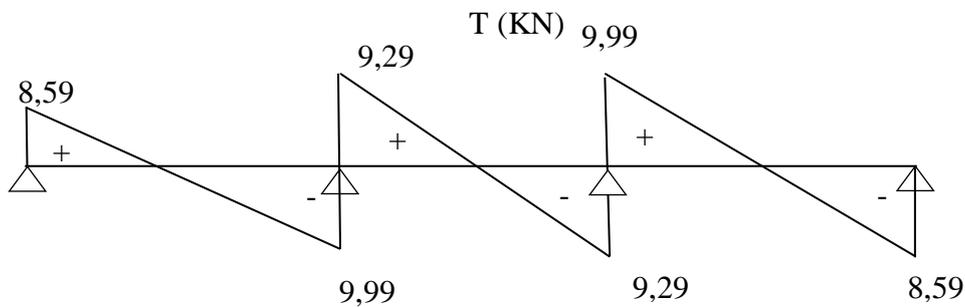


Figure. III 4 : Diagramme des efforts tranchant de Type1

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E, L, U \begin{cases} M_{t \max} = 6,39 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 1,46 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 3,83 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 10,62 \text{ Kn} \end{cases} \quad E, L, S \begin{cases} M_{t \max} = 4,61 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 1,06 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 2,76 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Tableau. III 2 : Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher étages courants)

Type	Travée	L (m)	E,L,U (KN.m)						E,L,S (KN.m)			
			M ₀	M _T	M _W	M _E	T _W	T _e	M ₀	M _T	M _W	M _E
01	A-B	3,15	7,32	5,26	1,46	3,66	8,59	9,99	5,29	3,79	1,06	2,64
	B-C	3,15	7,32	4,16	3,66	3,66	9,29	9,29	5,29	3,00	2,64	2,64
	C-D	3,15	7,32	5,26	3,66	1,46	9,99	8,59	5,29	3,79	2,64	1,06
02	A-B	3,15	7,32	5,26	1,46	3,66	8,59	9,99	5,29	3,79	1,06	2,64
	B-C	3,15	7,32	4,53	3,66	2,93	9,06	9,52	5,29	3,27	2,64	2,11
	C-D	3,15	7,32	4,53	2,93	3,66	9,06	9,52	5,29	3,27	2,11	2,64
	D-E	3,00	6,64	4,60	3,66	1,33	9,62	8,08	4,79	3,32	2,64	0,96
03	A-B	3,00	6,64	4,21	1,33	3,66	8,08	9,99	4,79	3,32	0,96	2,64
	B-C	3,15	7,32	3,97	3,66	2,93	9,87	8,71	5,29	3,27	2,64	2,11
	C-D	3,15	7,32	4,89	2,93	2,93	9,29	9,29	5,29	3,83	2,11	2,11
	D-E	3,15	7,32	4,45	2,93	3,83	9,00	9,57	5,29	3,20	2,11	2,76
	E-F	3,60	9,56	6,39	3,83	3,83	10,62	10,62	6,90	4,61	2,76	2,76
04	A-B	3,15	7,32	5,26	1,46	3,66	8,59	9,99	5,29	3,79	1,06	2,64
	B-C	3,15	7,32	4,53	3,66	2,93	9,06	9,52	5,29	2,35	2,64	2,11
	C-D	3,15	7,32	4,45	2,93	3,83	9,00	9,57	5,29	3,20	2,11	2,76
	D-E	3,60	9,56	6,39	3,83	3,83	10,62	10,62	6,90	4,61	2,76	2,76

III. 4 Calcul des poutrelles des planchers :

III.4.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

La surcharge d'exploitation :

Plancher étage courant : $G = 5,06 \text{ kN/m}^2$; $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres à inerties transversales constantes Condition vérifiée.

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} \in [0,8 ; 1,25] ; \frac{2,65}{3,15} = 0,84 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Fissuration non préjudiciable :

La méthode forfaitaire est applicable au plancher du RDC.

III.4.2 Les types des poutrelles :

Avant de définir les types des poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher d'étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,06 \times 0,65 = 3,93 \text{ kN/m} \\ \text{Donc : } Q_u = 6,87 \text{ kN/m} \\ Q = 2,50 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 4,91 \text{ kN/m} \\ \alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2,50}{2,50 + 5,06} = 0,33 \end{array} \right.$$

Le plancher du RDC contient deux types des poutrelles : type 2 et type 3.

III.4.3 Calcul des sollicitations :

Tableau. III 3 : Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher du RDC)

Type	Travée	L (m)	E,L,U (KN.m)						E,L,S (KN.m)			
			M ₀	M _T	M _w	M _E	T _w	T _e	M ₀	M _T	M _w	M _E
01	A-B	3,15	8,52	6,38	1,70	4,26	10,00	7,64	6,08	4,55	1,21	3,04
	B-C	3,15	8,52	5,53	4,26	3,40	11,09	10,54	6,08	3,94	3,04	2,43
	C-D	3,15	8,52	5,53	3,40	4,26	10,54	11,09	6,08	3,94	2,43	3,04
	D-E	3,00	7,72	5,58	4,26	1,54	11,21	9,39	5,52	3,99	3,04	1,10
02	A-B	3,00	7,72	5,58	1,54	4,26	9,39	11,21	5,52	3,99	1,10	3,04
	B-C	3,15	8,52	5,53	4,26	3,40	11,09	10,54	6,08	3,94	3,04	2,43
	C-D	3,15	8,52	5,96	3,40	3,40	10,82	10,82	6,08	4,25	2,43	2,43
	D-E	3,15	8,52	5,44	3,40	4,44	10,49	7,49	6,08	3,87	2,43	3,18
	E-F	3,60	11,12	7,78	4,44	4,44	12,39	12,39	7,95	5,55	3,18	3,18

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E, L, U \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 7,78 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 1,70 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 4,44 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 12,39 \text{ Kn} \end{array} \right. \quad E, L, S \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 5,55 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 1,21 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 3,18 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

III.4.4 Calcul du ferrailage Des Poutrelles (à l'ELU) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) : $b = 65\text{cm}$.
- Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 12\text{cm}$.
- La hauteur de la poutrelle (table) : $h_0 = 4\text{cm}$.
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 20\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h_t = 18\text{cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400\text{Mpa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$.
- Fissuration non préjudiciable (étages courants).
- Fissuration très préjudiciable (plancher terrasse).

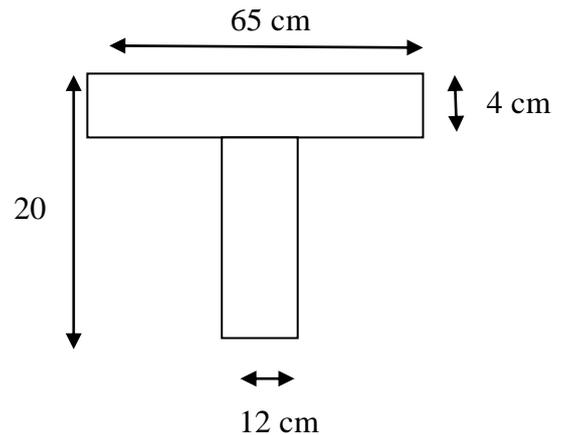


Figure III.5 : section en T

III.4.4.1 Plancher étage courant (1ère au 7ème étage) :

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux.

$$E, L, U \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 7,78 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 1,70 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 4,44 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 12,39 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

III.4.4.2 Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :

En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- On calcule le moment équilibré par la table « M_T »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 6,39 \text{ Kn.m} < M_t = 25,79 \text{ Kn.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t \max} = 7,78 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,78 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,026 < \mu_l = 0,9865 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,78 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2$$

III.4.4.3 Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

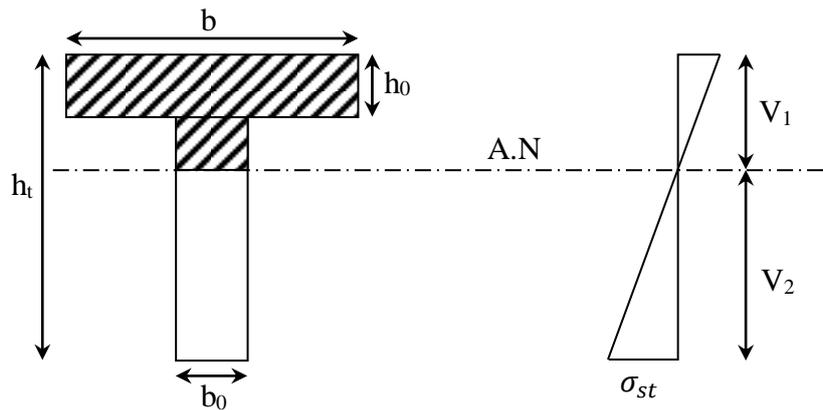


Figure III. 6 : Condition de non fragilité (section en T)

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,25)^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On prend : **3T10** ; $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4,44 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,080 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,080 \rightarrow \beta = 0,958 ;$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,44 \times 10^3}{0,958 \times 18 \times 348} = 0,74 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Tê) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 1,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On prend : **1T12**(filante) + **1T12**(chapeau) ; $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Sur appui de rive :

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,70 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,70 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

III.4.4.4 Condition de non fragilité (section en Tê) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 0,27 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition non vérifiée ;

On prend $A_s = 0,80 \text{ cm}^2$, soit: **1T10** (filante) + **1T10** (chapeau) ; $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

III.4.4.5 Vérification à l'E.L.S :

Le moment dans le plancher courant est ($M_{ser} = 5,55 \text{ kN.m}$)

Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$b = 65 \text{ cm}$; $\eta = 15$; $A' = 0$; $A = 2,36 \text{ cm}^2$; $d = 18 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 247,4y - 1061,2 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = 1295,15 + 0,013 + 7027,89$$

$$I = 8323,06 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,55 \times 10^3}{8323,06} \times 3,91 = 2,61 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{12,39 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,57 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,73 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,73 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,57 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,73 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{Lmin}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min(16,2; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$k=1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

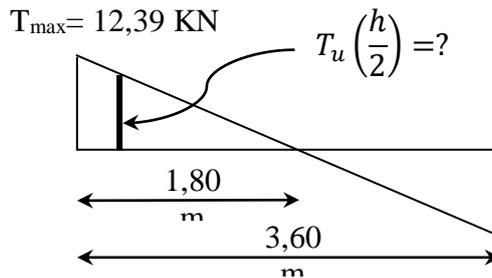


Figure III. 7: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{X - \left(\frac{h}{2} \right)} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

On calcule la distance « X » :

Avec : $T_{max} = 12,39 \text{ kN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{3,60}{2} + \frac{4,44 - 4,44}{5,9 \times 3,60} = 1,80 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{12,39 \times (3,6 - 0,10)}{3,6} = 12,04 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{12,04 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,668 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,668 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 2,48 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\begin{aligned} &\Leftrightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,334 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) \\ &\Leftrightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,4 \text{ MPa} \\ \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} &\geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Leftrightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \end{aligned} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Leftrightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Ancrege des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 12,39 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 4,44 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{4,44}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 27,4 \text{ kN}$$

$$F_u = 23,64 \text{ kN} > T_u = 10,62 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_b &\leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}} \\ &\Leftrightarrow a \geq \frac{2 \times 12,39 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0145 \text{ m} = 1,45 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 35cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 35 - 2 - 2 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(31 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$a = 16,2 \text{ cm} > 1,45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A.

T : L'effort tranchant max ; T = 12,39KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{12,36 \times 10^3}{16,2 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,57 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5.5 \text{ cm}$.

III.4.4.5 Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{325} = 0,0615 > 0,044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{325} = 0,0615 > \frac{5,55}{15 \times 7,95} = 0,046 \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III.4.5 Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Courant) :

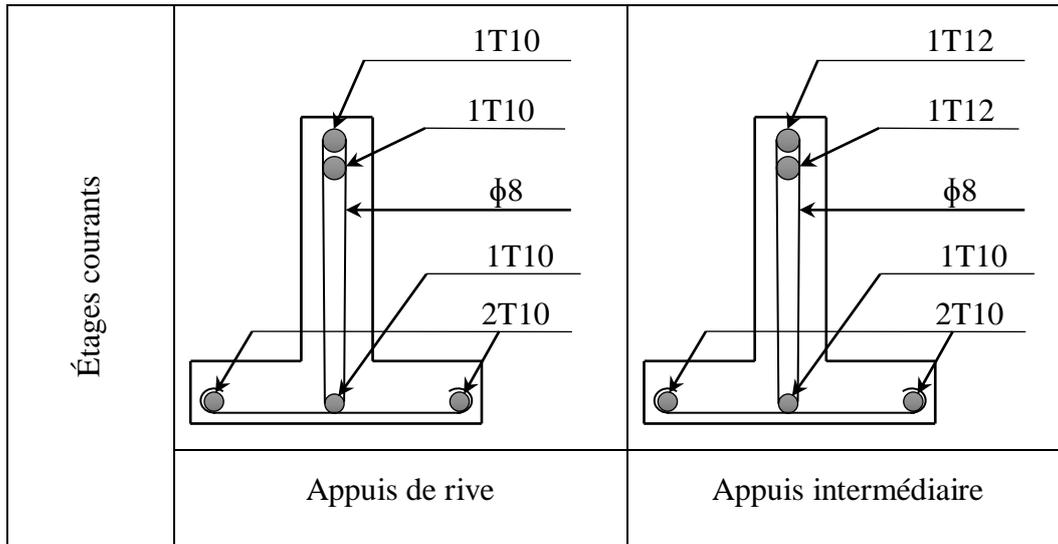


Figure III. 8 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

III.5 Plancher Terrasse :

On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment

III.5.1 Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

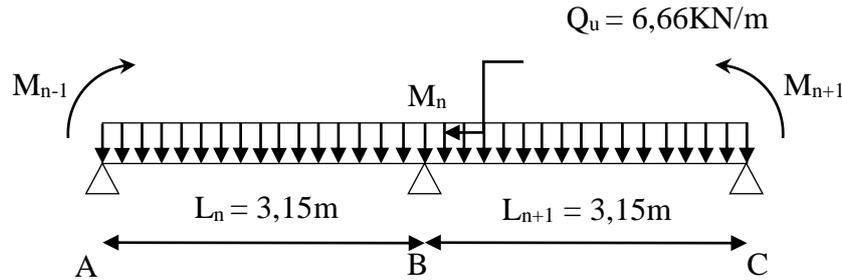
III.5.2 Exemple de calcul (méthode des trois moments) :

III.5.2.1 Calcul des moments fléchissants :

La poutrelle de type 01 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les mêmes étapes de calcul.

On isole les deux premières travées adjacentes AB et BC :

$$M_a = M_{n-1} ; M_b = M_n \text{ et } M_c = M_{n+1} \quad M_a = M_{n-1} ; M_b = M_n \text{ et } M_c = M_{n+1}$$



Travée AB :

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 3,15^2}{8} = 8,26 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,15}{2} = 1,58 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0AB}) = \frac{2}{3} (3,15 \times 8,26) = 17,35 \text{ m}^2$$

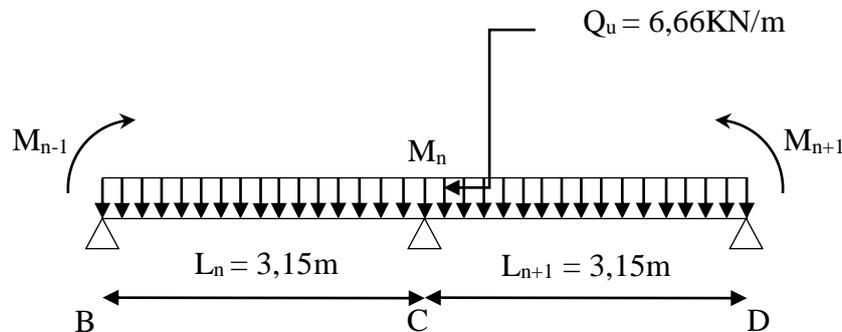
Travée BC :

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 3,15^2}{8} = 8,26 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,15}{2} = 1,58 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3} (3,15 \times 8,26) = 17,35 \text{ m}^2$$

On isole les deux deuxièmes travées adjacentes BC et



CD:

$$M_b = M_{n-1} ; M_c = M_n \text{ et } M_d = M_{n+1}$$

Travée BC :

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 3,15^2}{8} = 8,26 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,15}{2} = 1,58 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3}(3,15 \times 8,26) = 17,35 \text{ m}$$

Travée CD :

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 3,15^2}{8} = 8,26 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,15}{2} = 1,58 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0CD}) = \frac{2}{3}(3,15 \times 8,26) = 17,35 \text{ m}^2$$

Les moments sur appuis sont :

$$M_a = -1,65 \text{ kN.m}$$

$$M_b = -6,28 \text{ kN.m}$$

$$M_c = -6,28 \text{ kN.m}$$

$$M_d = -1,65 \text{ kN.m}$$

Les moments en travées :

$$M_{tAB} = \frac{M_a + M_b}{2} + M_{0AB} = \frac{-1,65 - 6,28}{2} + 8,26 = 4,30 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_b + M_c}{2} + M_{0BC} = \frac{-6,28 - 6,28}{2} + 8,26 = 1,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_c + M_d}{2} + M_{0CD} = \frac{-6,28 - 1,65}{2} + 8,26 = 4,30 \text{ kN.m}$$

III.1.5.2.2 Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_a + M_b}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{1,65 - 6,28}{3,15} + \left(6,66 \times \frac{3,15}{2}\right) = 9,02 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_a - M_b}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{1,65 - 6,28}{3,15} - \left(6,66 \times \frac{3,15}{2}\right) = -11,96 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{6,28 - 6,28}{3,15} + \left(6,66 \times \frac{3,15}{2}\right) = 10,49 \text{ kN} \\ T_e = \frac{6,28 - 6,28}{3,15} - \left(6,66 \times \frac{3,15}{2}\right) = -10,49 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = \frac{6,28 - 1,65}{2,55} + \left(6,66 \times \frac{3,15}{2}\right) = 11,96 \text{ kN} \\ T_e = \frac{6,28 - 1,65}{3,15} - \left(6,66 \times \frac{3,15}{2}\right) = -9,02 \text{ kN} \end{cases}$$

Chapitre III : Calcul des planchers

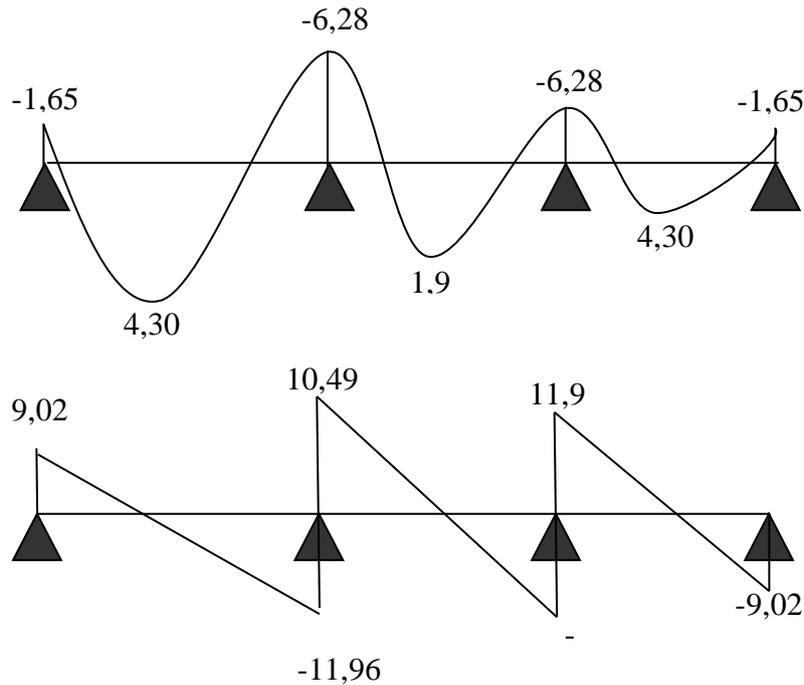


Tableau. III 4 : Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher Terrasse)

Type	Travée	L (m)	E,L,U (KN.m)						E,L,S (KN.m)			
			M ₀	M _T	M _W	M _E	T _W	T _e	M ₀	M _T	M _W	M _E
01	A-B	3,15	8,26	4,30	1,65	6,28	9,02	11,96	6,03	3,18	1,21	4,50
	B-C	3,15	8,26	1,98	6,28	6,28	10,49	10,49	6,03	1,33	4,50	4,90
	C-D	3,15	8,26	4,30	6,28	1,65	11,96	9,02	6,03	2,97	4,90	1,21
02	A-B	3,15	8,26	4,12	1,65	6,63	8,91	12,07	6,03	3,25	1,21	4,35
	B-C	3,15	8,26	2,50	6,63	4,89	11,04	9,94	6,03	2,00	4,35	3,70
	C-D	3,15	8,26	2,39	4,89	6,84	9,87	11,11	6,03	2,70	3,70	4,94
	D-E	3,00	7,49	3,32	6,84	1,50	11,77	8,21	5,47	2,44	4,94	1,09
03	A-B	3,00	7,49	3,69	1,50	6,11	8,45	11,53	5,47	4,92	1,09	4,45
	B-C	3,15	8,26	2,45	6,11	5,51	10,68	10,30	6,03	6,03	4,45	3,74
	C-D	3,15	8,26	3,05	5,51	4,91	10,63	10,30	6,03	6,03	3,74	3,31
	D-E	3,15	8,26	1,86	4,91	7,89	9,55	11,44	6,03	5,43	3,31	1,21
	E-F	3,60	10,79	6,74	7,89	2,16	13,58	10,40	7,88	5,49	1,21	1,58
04	A-B	3,15	8,26	4,15	1,65	6,56	8,93	12,05	6,03	3,28	1,21	4,29
	B-C	3,15	8,26	2,41	6,56	5,14	10,94	10,04	6,03	1,94	4,29	3,88
	C-D	3,15	8,26	2,73	5,14	5,94	10,24	10,75	6,03	1,94	3,88	4,30
	D-E	3,60	10,79	6,74	5,94	2,16	13,04	10,94	7,88	4,96	4,30	1,58

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\begin{array}{l}
 \mathbf{E, L, U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 6,74 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 1,65 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 7,89 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 13,58 \text{ Kn} \end{array} \right. \quad \mathbf{E, L, S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 6,03 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 1,21 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 26,79 \text{ Kn.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

III.5.2.3 Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U) :

En travée :

On doit calculer le moment d'équilibre de la table M_t , pour déterminer la position de l'axe neutre.

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 6,74 \text{ kN.m} < M_t = 58,94 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 30) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t \max} = 6,74 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,74 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989 ;$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,74 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times (6,25)^3) - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$= 15486,92 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,92 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,09 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On prend : **3T10** ; $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

Sur appui de rive :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,65 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,029 \rightarrow \beta = 0,986$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,65 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,92 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,09 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

On prend : **1T12** ; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,89 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,143 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,143 \rightarrow \beta = 0,923$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,89 \times 10^3}{0,923 \times 18 \times 348} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,92 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On a : **1T12** (filante) + **1T12** (chapeau) ; $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

III.5.2.4 Dessin de ferrailage des poutrelles (Terrasse) :

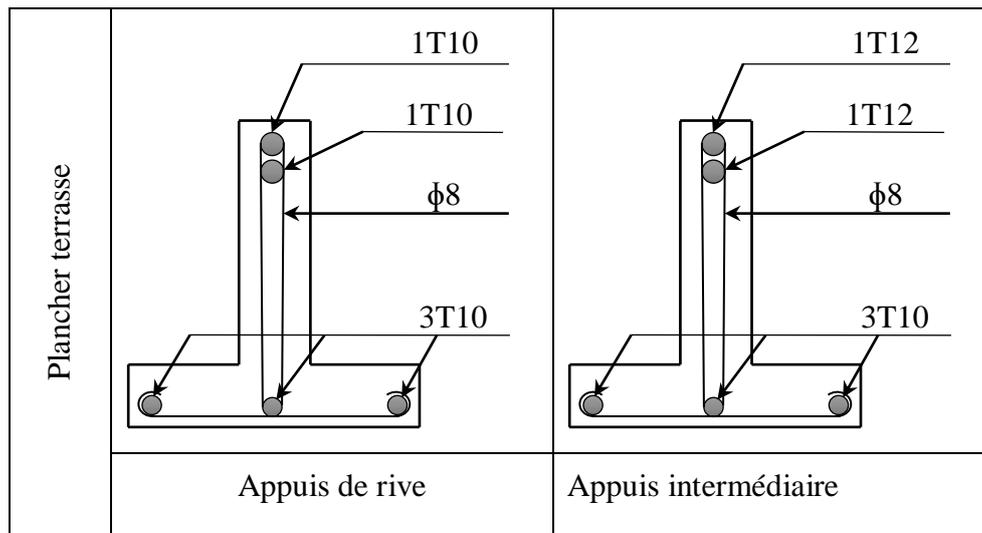


Figure III. 9 : Dessin de ferrailage des poutrelles des terrasses.

Chapitre IV

Etude des éléments non structuraux

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV.1 Acrotère :

L'acrotère est un mur d'une hauteur de 70 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toiture terrasse afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute.

Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

Son point le plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

IV.1.1 Charge permanente et charge d'exploitation :

Charge permanente

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 25[(0,7 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + 0,5(0,02 \times 0,1)] \times 1$$
$$G = 1,98 \text{ kN/m}$$

Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml}$$

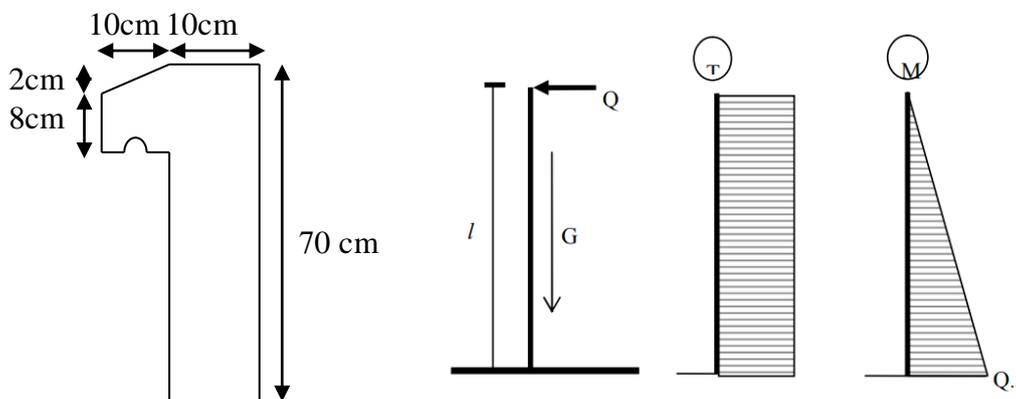


Figure IV. 1 : Charges agissant sur l'acrotère

IV.1.2 Charges aux états limites :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur (**Fig. IV.1**)

E.L.U

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,98 = 2,67 \text{ kN/m}$$

$$M_U = 1,5 Q l = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

E.L.S

$$N_S = G = 1,98 \text{ kN}$$

$$M_S = Q l = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ kN.m}$$

$$T_S = Q = 1 \text{ kN}$$

IV.1.3 Enrobage :

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

IV.1.4 Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{2,67} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

IV.1.5 Calcul du ferrailage (E.L.U) :

IV.1.5.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,67 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,12 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,67) - 1,05 = -0,86 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,79 \text{ kN.m}$$

$$-0,86 < 24,79 \text{ kN.m} ;$$

Donc la section est partiellement comprimée

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

IV.1.5.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 1,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,05 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0091$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668. \text{ avec: } 1000 \delta_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0091 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0091 \rightarrow \beta = 0,996$$

IV.1.5.3 Calcul de la section d'armatures en :

Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,05 \times 10^3}{348 \times 9 \times 0,996} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100 \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,67 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.1.5.4 Section minimale des armatures pour une section rectangulaire :

Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,98 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{1,98} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 \\ &= \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23 \\ &= 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

On adopte **4Φ6 p.m**; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$; avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

Les armatures de répartitions :

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

On adopte : $A_r = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : **4Φ6 p.m**.

IV.1.6 Les vérifications :

IV.1.6.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,98 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,75 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) \\ = 1064,68 \text{ cm}^4$$

IV.1.6.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{750}{1064,68} \times 1,58 = 1,11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,11 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.6.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration très préjudiciable}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(200 \text{ MPa} ; 164,97 \text{ MPa}) = 164,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{750}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 78,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 78,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.6.4 Contrainte de cisaillement :

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre IV: Etude des éléments non structuraux

IV.1.6.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,10$
- C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$
- W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,98 \text{ kN}$
- F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures
- $F_p = 4 \times 0,8 \times 0,10 \times 1,98 = 0,63 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$; Condition vérifiée

IV.1.6.6 Disposition du ferrailage :

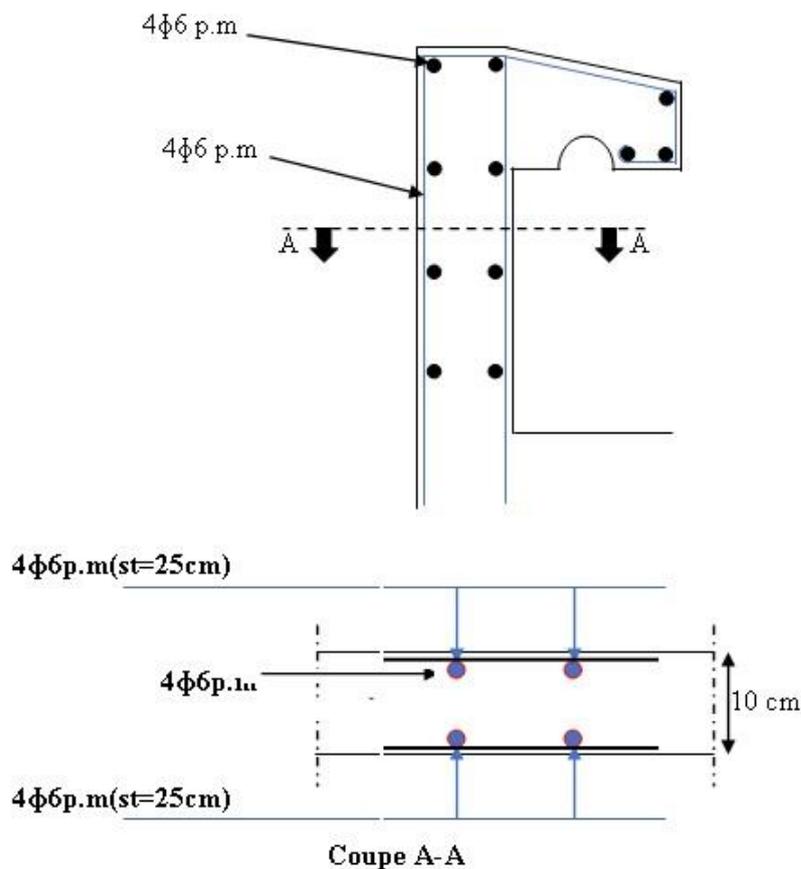


Figure IV. 2 : Ferrailage de l'acrotère

IV.2 Balcon :

IV.2.1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Les balcons peuvent se trouver dans un projet en plusieurs types selon deux critères :

Critère architectural : sont classés en fonction de leurs destinations, (auvent - loggia - séchoir).

Critère de résistance : sont classés en fonction des conditions aux appuis (en console -sur trois appuis ou sur quatre appuis).

Leurs épaisseurs résultent des conditions de :

Résistance à la flexion

Isolation acoustique $e \geq 12cm$

Sécurité en matière d'incendie $e = 11cm$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte $e = 15cm$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de large.

IV.2.2 Descente des charges :

Tableau IV.1 : Descente des charges (Balcon)

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Densité kN/m ³	Poids kN/m ²
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36
				5,27

IV.2.3 Types des balcons :

Type 01:

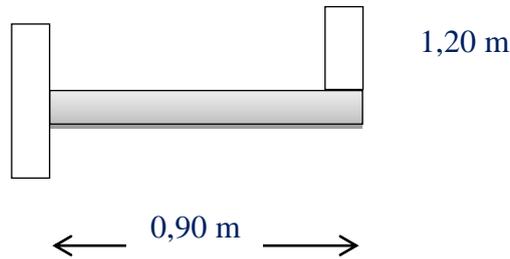


Figure IV.3 : Schéma représentatif de balcon

Poids propre $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

Charge par ml : $Q_u = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ kN/ml}$

$Q_{ser} = 8,77 \times 1 = 8,77 \text{ kN/ml}$

IV.2.3.1 Calcul de la charge concentrée :

Poids propre du mur en briques perforées :

$$P = \gamma_b \times b \times h \times 1\text{m} = 9 \times 0,1 \times 1,2 \times 1\text{m} = 1,08 \text{ kN}$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :

$$P_{ex} = 18 \times 0,02 \times 1,2 \times 1 = 0,43 \text{ kN}$$

$$P_{it} = 18 \times 0,015 \times 1,2 \times 1 = 0,32 \text{ kN}$$

$$P_{tot \text{ mur}} = 1,83 \text{ kN}$$

$$P_u = 1,35 P = 2,47 \text{ kN}$$

IV.2.3.2 Ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries.

Le calcul s'effectuera donc à E.L.S et E.L.U.

Comme la fissuration préjudiciable, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

η : Coefficient de fissuration = 1,6 pour les armatures à haute adhérence

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,10} \right\}$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

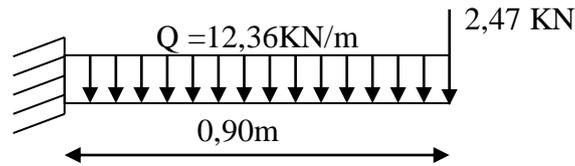


Schéma statique :

IV.2.3.3 Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant maximales:

$$M_u = \frac{Q_u \times l^2}{2} + P_u \cdot L = \frac{12,36 \times (0,9)^2}{2} + 2,47 \times 0,9 = 7,23 \text{ KN.m}$$

$$T_u = Q_u \times l + P_u = 12,36 \times 0,9 + 2,47 = 13,59 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,23 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,027 \rightarrow \beta = 0,987 ,$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,23 \times 10^3}{0,987 \times 13,5 \times 348} = 1,56 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T10 p.m** et ($A=3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ et $St=25 \text{ cm}$)

IV.2.3.4 Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{13,59 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,10 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{13,59 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,14 \times 10^2} = 0,89 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$\mu = 3,14$ cm; tirée du tableau

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\psi_s = 1 \rightarrow$ Pour les aciers lisses

$\psi_s = 1,5 \rightarrow$ Pour les aciers HA

$\tau_{se} = 0,89 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

IV.2.3.5 La vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser} = \frac{Q_{ser} \times l^2}{2} = \frac{8,77 \times (0,9)^2}{2} = 5,19 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,06 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,06^3}{3} + ((15 \times 3,14)(13,50 - 3,06)^2) = 5445,72$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{5,19 \times 10^3}{5445,72} \times 3,06 = 2,92 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 2,92 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée

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

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{5,19 \times 10^3}{5445,72} \times (13,50 - 3,06) = 149,24 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 149,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée.

IV.2.3.6 Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) \frac{h}{2} + (\eta \times A_s \times C)}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$= \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,14 \times 2)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,14)} = 7,33 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,33 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,67 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

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

$$= \frac{100 \times 7,33^3}{3} + \frac{100 \times 7,67^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,50 - 7,33)^2)$$

$$= 29902,64 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} \right] = \frac{1,05^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 29902,64} \times \left[\frac{8,77 \times 0,9}{8} \right] = 0,02 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{90}{250} = 0,36 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,02 \text{ cm} < F_{adm} = 0,36 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.2.3.6 Disposition du ferrailage :

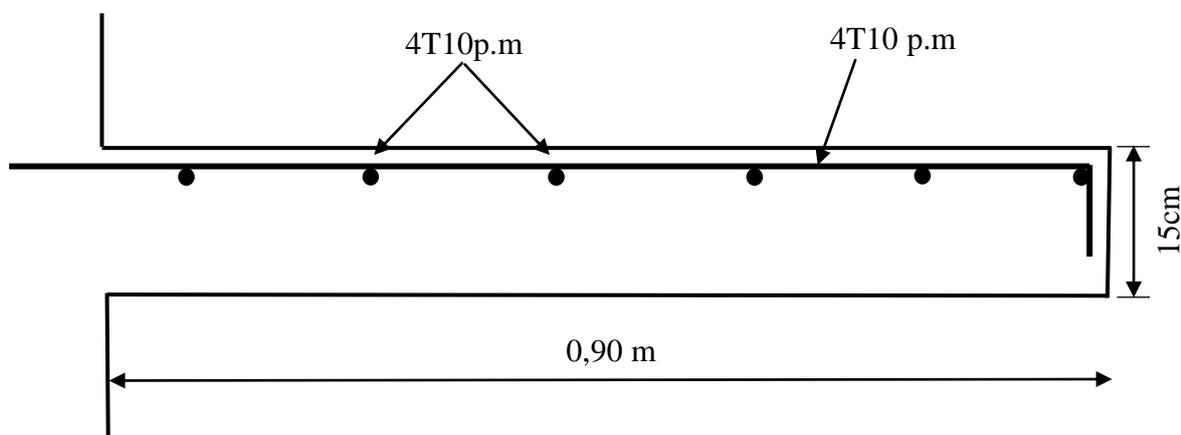


Figure IV.4: Ferrailage en Travée (Balcon type 1)

Type 02 :

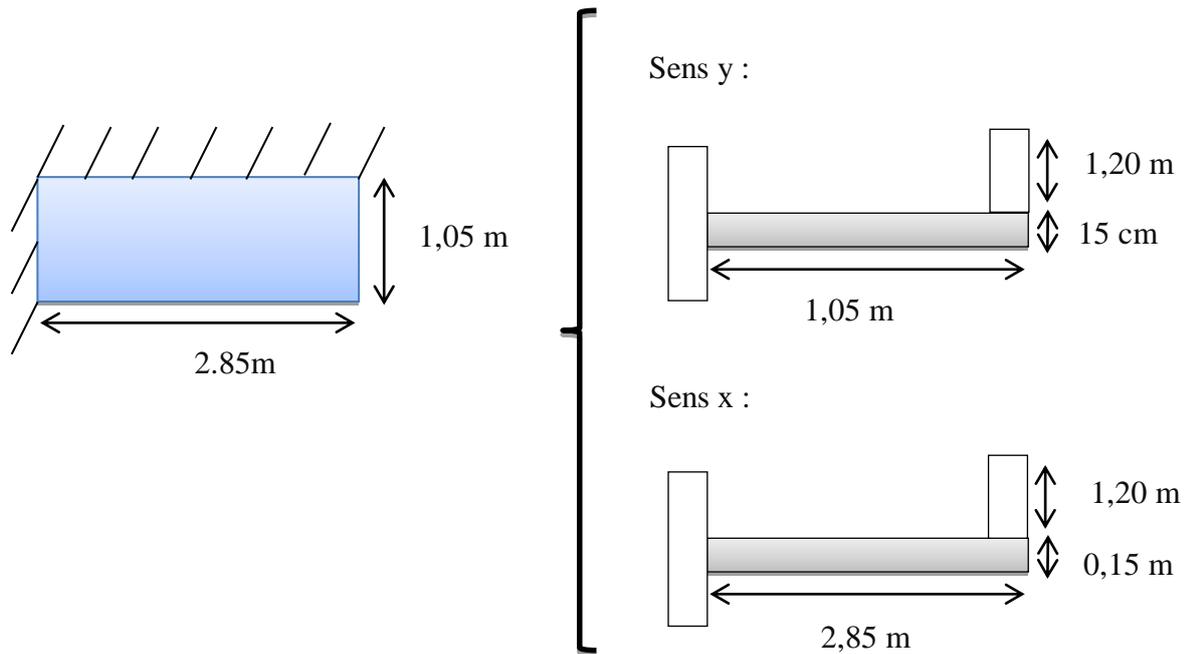
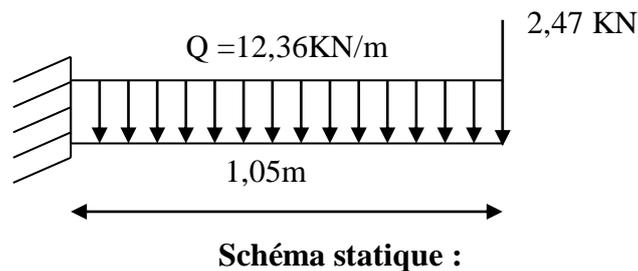


Figure IV.5 : Schéma représentatif de balcon 2



IV.2.4.1 Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant maximales :

$$M_u = \frac{Q_u \times l^2}{2} + P_u \cdot L = \frac{12,36 \times (1,05)^2}{2} + 2,47 \times 1,05 = 9,40 \text{ KN.m}$$

$$T_u = Q_u \times l + P_u = 12,36 \times 1,05 + 2,47 = 15,45 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,40 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982 ,$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,40 \times 10^3}{0,982 \times 13,5 \times 348} = 2,03 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T10 p.m** et ($A=3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ et $St=25 \text{ cm}$)

IV.2.4.2 Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

$A_{adapt} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{15,45 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,11 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15,45 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,14 \times 10^2} = 1,01 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$\mu = 3,14 \text{ cm}$; tirée du tableau

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{array} \right.$$

$\tau_{se} = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

IV.2.4.3 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser} = \frac{Q_{ser} \times l^2}{2} + P_{ser} \cdot L = \frac{8,77 \times (1,05)^2}{2} + 1,83 \times 1,05 = 6,75 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 47,10 y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,06 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,06^3}{3} + ((15 \times 3,14)(13,50 - 3,06)^2) = 5445,72$$

Chapitre IV: Etude des éléments non structuraux

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{6,75 \times 10^3}{5445,72} \times 3,06 = 3,79 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 3,79 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

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

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{6,75 \times 10^3}{5445,72} \times (13,50 - 3,06) = 194,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 194,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.2.4.4 Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times C)}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$= \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,14 \times 2)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,14)} = 7,33 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,33 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,67 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

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

$$= \frac{100 \times 7,33^3}{3} + \frac{100 \times 7,67^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,50 - 7,33)^2) = 29902,64 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} \right] = \frac{1,05 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 29902,64} \times \left[\frac{8,77 \times 1,05}{8} \right] = 0,02 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{105}{250} = 0,42 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,02 \text{ cm} < F_{adm} = 0,42 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.2.4.5 Disposition du ferrailage :

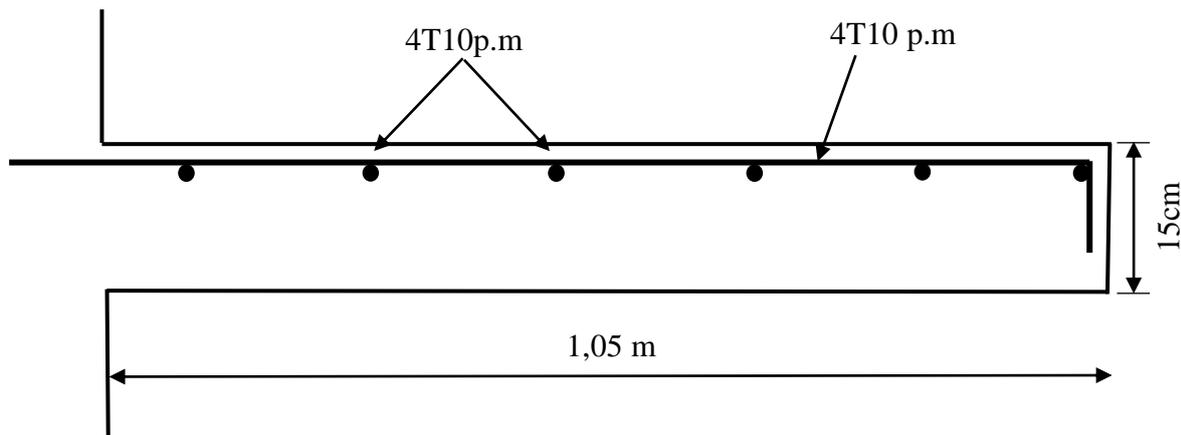


Figure IV.6: Ferrailage en Travée (Balcon type 2)

IV.3 Escaliers :

IV.3.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

IV.3.2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle le contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

IV.3.3 Dimensionnement Des Escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

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

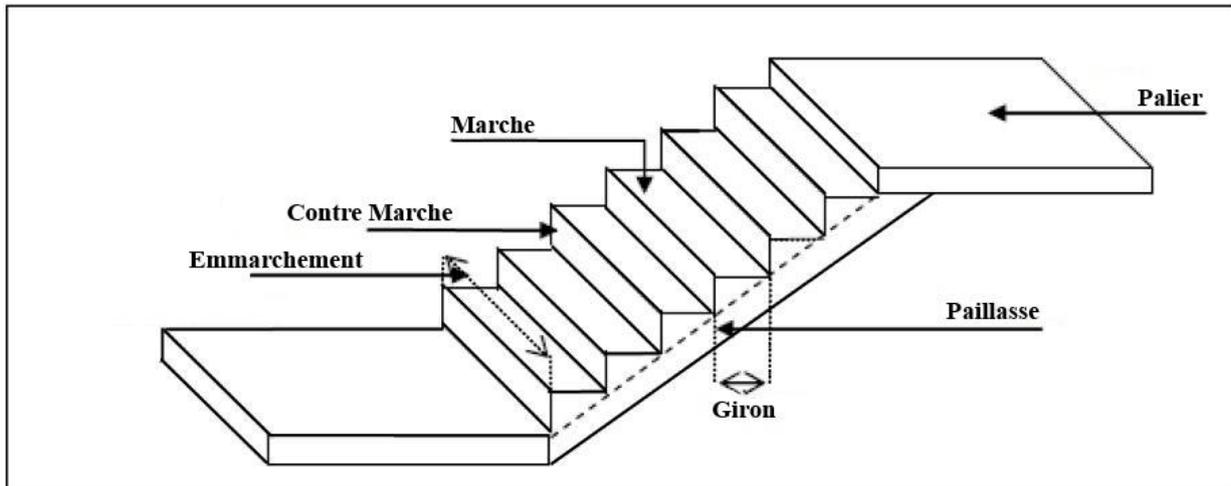


Figure IV.7 : Schéma d'un escalier

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche).

g : Largeur de la marche.

On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H= n \times h = h_e/2$)

n : Nombre de contre marches.

L : Projection horizontale de la longueur totale de volée : $L=(n-1) \times g$

Notre bâtiment compte un seul types d'escaliers :

Escalier droit à deux volées.

IV.3.4 Les types d'escalier :

IV.3.4.1 Type 01 (étage courant) :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

$$2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{On a : } \begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n} \\ L = (n - 1)g \Rightarrow g = \frac{L}{(n-1)} \end{cases}$$

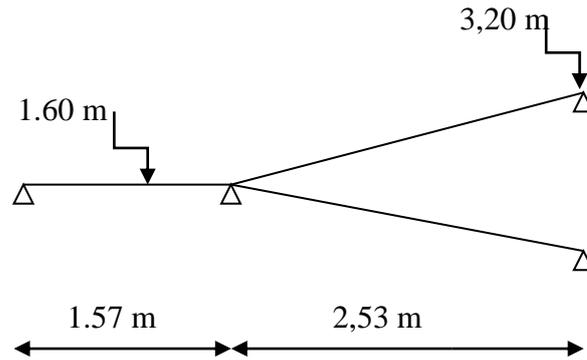


Figure. IV.8 : Schéma statique du type 01 d'escalier, étage courant

Donc l'équation (1) revient :

$$2 \times \left(\frac{H}{n}\right) + \frac{L}{(n-1)} = m$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 62 \text{ cm}$; $H = 320/2 = 160 \text{ cm}$; $L = 253 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $62n^2 - 637n + 320 = 0$

La solution de l'équation est : **$n=10$** (nombre de contres marches) dans une seule volée.

Donc : **$n-1=9$** (nombre des marches) dans une seule volée.

Puis :
$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{160}{10} \Rightarrow h = \mathbf{16 \text{ cm}} \\ 2h + g = 62 \text{ cm} \Rightarrow g = \mathbf{28 \text{ cm}} \end{cases}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h+g \leq 66$$

$$2 \times 16 + \mathbf{28} = 60 \text{ cm et } 59 \leq 64 \leq 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 9 marches avec **$g=28\text{cm}$** et $h=16\text{cm}$.

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16}{28} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29^\circ \Rightarrow \cos \alpha = \mathbf{0,87}$$

IV.3.4.1.1 Epaisseur de la pailasse (e_v) :

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Leftrightarrow \frac{253}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{253}{20 \times 0,87}$$

$$\Leftrightarrow 9,58 \leq e_v \leq 14,54$$

On prend : $e_v = 12 \text{ cm}$

IV.3.4.1.2 Épaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,8 \text{ cm On prend : } e_p = 14 \text{ cm.}$$

IV.3.4.2 Type 01 (RDC) :

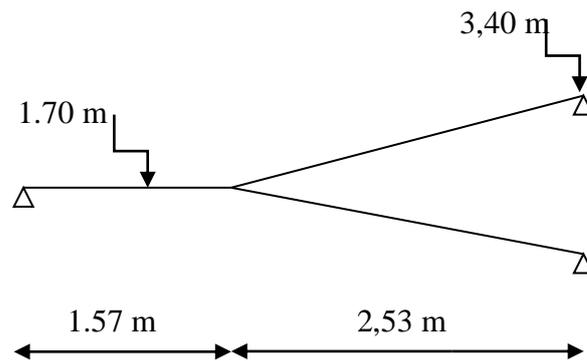


Figure IV.9 : Schéma statique du type 01 d'escalier, étage RDC

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{On a : } \begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n} \\ L = (n - 1)g \Rightarrow g = \frac{L}{(n-1)} \end{cases}$$

Donc l'équation (1) revient : $2 \times \left(\frac{H}{n}\right) + \frac{L}{(n-1)} = m$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots\dots\dots (2)$

Avec : $m = 64 \text{ cm}$; $H = 340/2 = 170 \text{ cm}$; $L = 253 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 657n + 340 = 0$

La solution de l'équation est : **n=10** (nombre de contres marches) dans une seule volée.

Donc : **n-1=9** (nombre des marches) dans une seule volée.

$$\text{Puis : } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} \Rightarrow h = 17 \text{ cm} \\ 2h + g = 64 \text{ cm} \Rightarrow g = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 28 = 62 \text{ cm et } 59 \leq 64 \leq 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 9 marches avec **g=28** cm et **h=17** cm.

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 31,2^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,85$$

IV.3.4.2.1 Epaisseur de la paillasse (e_v) :

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Leftrightarrow \frac{253}{30 \times 0,85} \leq e_v \leq \frac{253}{20 \times 0,85}$$

$$\Leftrightarrow 9,92 \leq e_v \leq 14,88$$

Chapitre IV: Etude des éléments non structuraux

On prend : $e_v = 12 \text{ cm}$

IV.3.4.2.2 Épaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,85} = 13,8 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 14 \text{ cm}$.

IV.3.5 Evaluation des sollicitations (escalier de l'étage courant et R.D.C) :

Charges et surcharges de la volée :

Tableau IV.2 : Décante des charges (Paillasse)

N°	Désignation	E (m)	Densité (KN/m ³)	(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical ($C_h \times h/g$)	0,18	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical ($M_h \times h/g$)	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse ($e_v \times 25/\cos\alpha$)	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches ($h/2 \times 22$)	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre ($0,02 \times 10 /\cos\alpha$)	0,02	10,00	0,23
			G =	7,27
			Q =	2,50

Charge permanente : $G=7,27 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

Chapitre IV: Etude des éléments non structuraux

Charges et surcharges du palier :

Tableau IV.3 : Descente des charges (Le Palier)

Désignation	E (m)	Densité (KN/m ³)	(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	18,00	0,36
Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20
Le poids de La palier	0,14	25,00	3,50
G =			4,86
Q =			2,5

Charge permanente : $G=4,86 \text{ kN/m}^2$

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

Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de largeur 1 ml.

A l'état limite ultime : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

A l'état limite service : $q_s = G + Q$

Tableau IV.4 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	Q _u (kN)	Q _s (kN)
Palier	4,86	2,5	10,31	7,36
Paillasse	7,27	2,5	13,56	9,77

$\frac{Q_{\text{paillasse}} - Q_{\text{palier}}}{Q_{\text{palier}}} < 10\% \rightarrow$ on simplifie en une charge uniformément répartie

$\frac{Q_{\text{paillasse}} - Q_{\text{palier}}}{Q_{\text{palier}}} > 10\% \rightarrow$ on laisse le schéma réel

$\frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 23,15\% > 10\% \rightarrow$ on laisse le schéma réel

IV.3.6 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

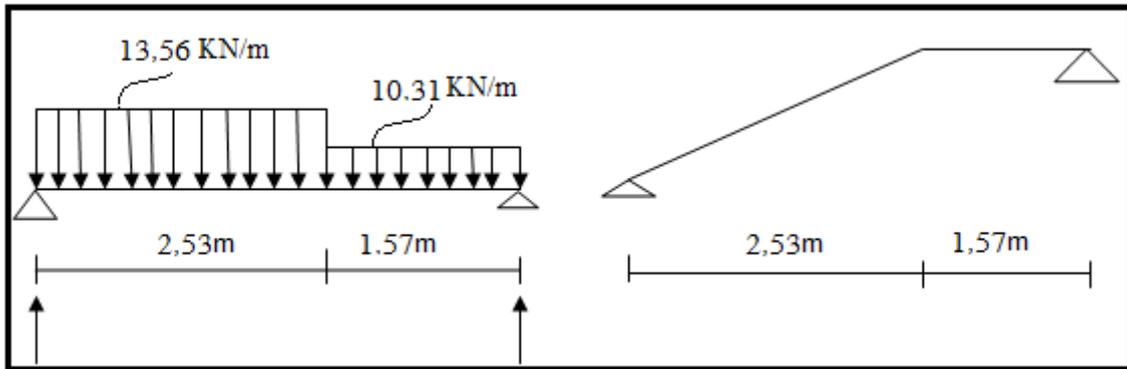


Figure IV.10 : Schéma statique d'une volée + paliers.

a) Détermination des réactions :

$$R_a + R_b = (13,56 \times 2,53) + (10,31 \times 1,57) = 50,5 \text{ kN}$$

$$\sum M_a = (R_b \times 4,1) - (10,31 \times 1,57 \times 3,32) - (13,56 \times 2,53 \times 1,27)$$

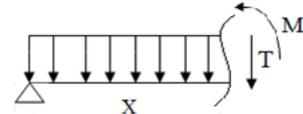
$$\Leftrightarrow R_b = 23,73 \text{ kN}$$

$$R_a + 23,73 = 50,5 \text{ kN} \Leftrightarrow R_a = 26,77 \text{ kN}$$

b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

Cas : Distance : Schéma statique :

01) $0 \leq x \leq 2,53$



02) $2,53 \leq x \leq 4,1$

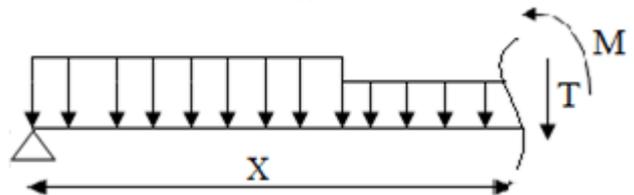


Figure IV.11 : Schéma statique de charges de la volée et le palier.

b.1) Cas 1 ($0 \leq x \leq 2,53$) :

b.1.1) Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow -T - 13,56x + 26,77 = 0 \Leftrightarrow T = -13,56x + 26,77$$

$$x = 0 \Leftrightarrow T_0 = 26,77 \text{ kN}$$

$$x = 2,53 \Leftrightarrow T_{2,53} = -7,54 \text{ kN}$$

b.1.2) Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Leftrightarrow M_x + \frac{Qx^2}{2} - R_ax = 0 \Leftrightarrow M_x = -\frac{13,56x^2}{2} + 26,77x$$

$$x = 0 \Leftrightarrow M_0 = 0$$

$$x = 2,53 \Leftrightarrow M_{2,53} = 24,33 \text{ kN.m}$$

b.2) Cas 2 ($2,53 \leq x \leq 4,1$) :

b.2.1) Effort tranchant :

$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 &\Leftrightarrow -T - (13,56 \times 2,53) \\ &\quad - (10,31 \times (x - 2,53)) \\ &\quad + 26,77 = 0 \Leftrightarrow T \\ &= -10,31x + 18,54 \end{aligned}$$

$$x = 2,53 \Leftrightarrow T_{2,53} = -7,54 \text{ kN}$$

$$x = 4,1 \Leftrightarrow T_{4,1} = -23,73 \text{ kN}$$

b.2.2) Moment fléchissant :

$$\begin{aligned} \sum M_0 = 0 &\Leftrightarrow M_x + (Q_1 \times 2,53 \times (x \\ &\quad - \frac{2,53}{2})) \\ &\quad + \frac{Q_2 \times (x - 2,53)^2}{2} - R_a x \\ &= 0 \Leftrightarrow M_x \\ &= -5,16x^2 - 7,53x + 76,4 \end{aligned}$$

$$x = 2,53 \Leftrightarrow M_{2,53} = 24,32 \text{ kN.m}$$

$$x = 4,1 \Leftrightarrow M_{4,1} = 0 \text{ kN.m}$$

c) Le moment fléchissant maximal :

$$\frac{dM_f}{dx} = \frac{d(-5,16x^2 - 7,53x + 76,4)}{dx} = -10,32x - 7,53 = 0 \Leftrightarrow x = 2,06 \text{ m}$$

$$M_{max} = 30,46 \text{ kN.m}$$

d) Les diagrammes :

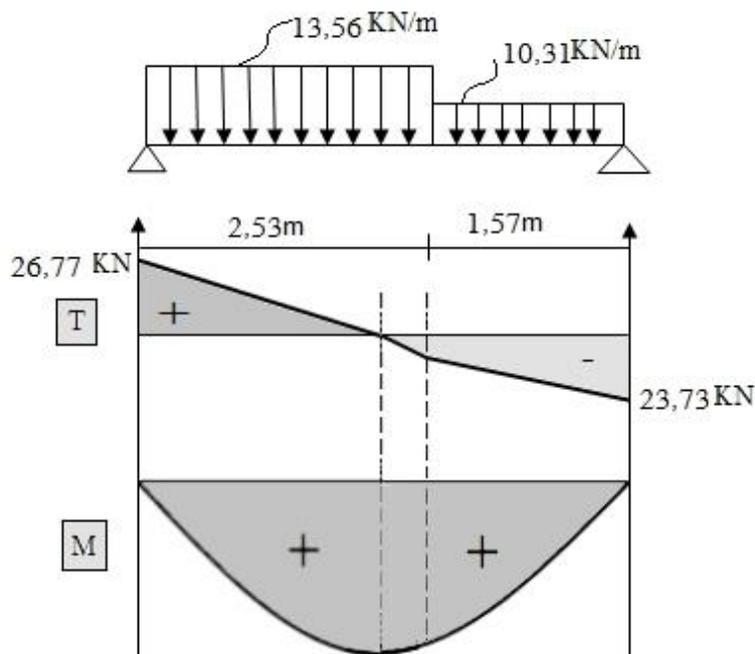


Figure IV.12 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier.

e) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

On a : $M_{max} = 30,46 \text{ kN.m}$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 20,67 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 9,73 \text{ kN.m}$$

IV.3.7 Ferrailage de l'escalier :

a) En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 20,67 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20,67 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,125 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,933$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,67 \times 10^3}{0,933 \times 10,8 \times 348} = 5,89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T14 avec : $A_{adm} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 9,73 \text{ kN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,73 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,043 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9785$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,73 \times 10^3}{0,9785 \times 12,6 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.3.8 vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ ml} > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$; Condition vérifiée.

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{26,77 \times 10}{100 \times 12,6} = 0,21 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$
 $\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left((26,77 \times 10^{-3}) + \frac{9,73 \times 10^{-3}}{12,6 \times 10^{-2}} \right) = 3,23 \text{ cm}^2$$

$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,23 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

IV.3.8.1 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$M_{t \max} = 17,63 \text{ kN.m}$; On btenu par RDM

$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 14,99 \text{ kN.m}$

$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 7,05 \text{ kN.m}$

En travée :

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 92,4y - 997,92 = 0 \rightarrow y = 3,63 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,36^3}{3} + (15 \times 6,16)(10,8 - 3,36)^2$$
$$= 6379,11 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{17,63 \times 10^3}{6379,11} \times 5,22 = 14,42 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 14,42 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Sur appuis :

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

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 854,28 = 0 \rightarrow y = 3,51 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,51^3}{3} + (15 \times 4,52)(12,6 - 3,51)^2 \\ &= 7043,64 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{17,63 \times 10^3}{7043,64} \times 3,51 = 8,78 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_b &= 8,78 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

IV.3.8.2 Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\begin{aligned} \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{14}{157} = 0,089 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée} ; \\ \frac{A_s}{b \times d} &\geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,16}{100 \times 12,6} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,005 \geq 0,005 ; \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

IV.3.9 Etude de la poutre palière :

IV.3.9.1 Dimensionnement :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36,66 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$$

On prend : $h = 50 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 45 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

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

$$\begin{aligned} h &= 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} ; \\ b &= 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} ; \\ \frac{h}{b} &= 1,66 < 4 ; \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

IV.3.9.2 Charges supportées par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,50 \times 0,30 \times 25 = 3,75 \text{ kN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 2,67 \times 1,53 = 4,08 \text{ kN/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}$

Réaction du palier : $R_{bg} = 23,73 \text{ kN/m}$

$$Q_u = (1,35 \times (3,75 + 4,08)) + 23,73 + (1,5 \times 2,5) = 38,05 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 3,75 + 4,08 + 2,5 + 23,73 = 34,06 \text{ kN/m}$$

IV.3.9.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{38,05 \times 5,50^2}{8} = 143,88 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 122,3 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 57,55 \text{ kN.m}$$

IV.3.9.4 Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 45 \text{ cm}$

En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 122,3 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{122,3 \times 10^3}{30 \times 45^2 \times 14,17} = 0,142 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,923$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{122,3 \times 10^3}{0,923 \times 45 \times 348} = 8,46 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix 3T14+3T14 avec : $A_{adm} = 9,24 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

Le moment ultime : $M_a = 57,55 \text{ kN.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{57,55 \times 10^3}{30 \times 45^2 \times 14,17} = 0,066 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,966$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{57,55 \times 10^3}{0,966 \times 45 \times 348} = 3,8 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix 3T14 avec : $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2$

IV.3.9.5 Les vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 45 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{sa} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.9.6 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = 34,06 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = 128,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{ser} = 109,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser} = 0,4 \times M_{ser} = 51,51 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$A_s = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 138,6y - 6237 = 0 \rightarrow y = 16,3 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 16,3^3}{3} + (15 \times 9,24)(45 - 16,3)^2 = 157470,9 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{128,78 \times 10^3}{157470,9} \times 16,3 = 13,33 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 13,33 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 69,3y - 3118,5 = 0 \rightarrow y = 12,3 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 12,3^3}{3} + (15 \times 4,62)(45 - 12,3)^2$$

$$= 92710,47 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{51,51 \times 10^3}{92710,47} \times 12,3 = 6,83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} , \sigma_b = 6,83 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{38,05 \times 5,50}{2} = 104,63 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{104,63 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,78 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

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

IV.3.9.7 Armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 14,28 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espacement

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 40,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 14 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t \leq 15 \times 1,4 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification de la section d'armatures minimales :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,39 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,39 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{4,62 \times 235}{30 \times 10} = 3,61 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots \text{verifiee}$$

d) L'ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6\psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 45 - (3 + 0,7 + 7,7) = 33,6 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 33,6}{1,87} = 0,57 \text{ cm}$$

e) Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{550} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,09 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{50}{550} > \frac{109,47}{10 \times 128,78} \Rightarrow 0,090 \geq 0,085 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_e \Rightarrow \frac{9,24}{30 \times 45} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,0068 < 1680 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, il est inutile de calculer la flèche

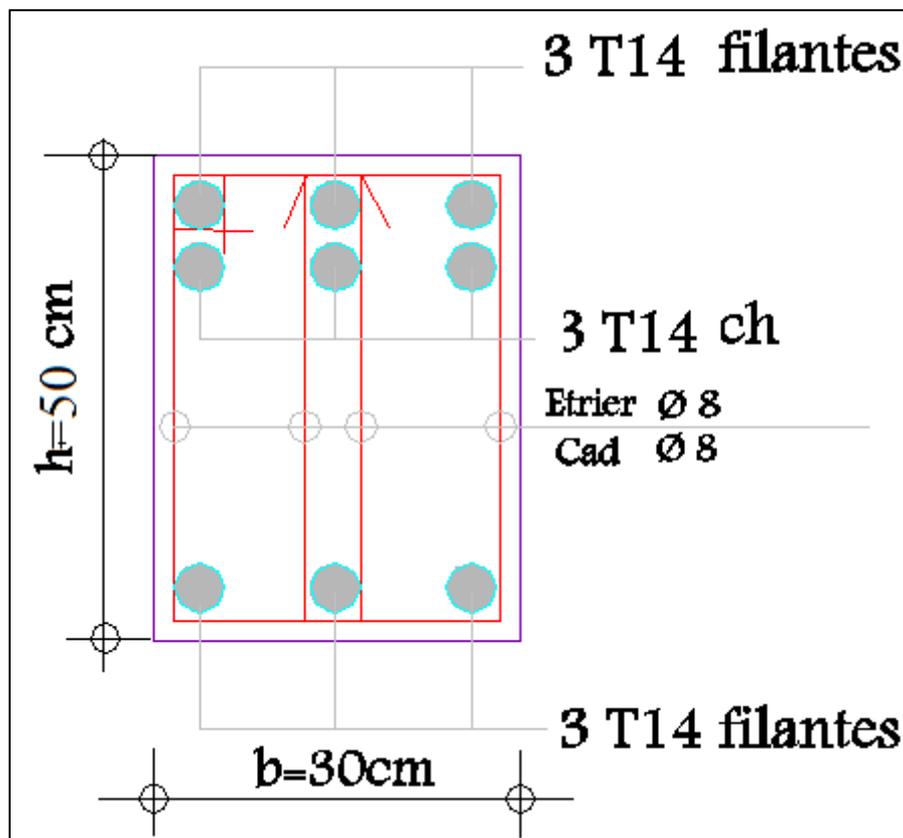


Figure IV13 : Ferrailage de la poutre palière.

IV.4. Etude de la dalle d'ascenseur :

IV.4.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant de déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositifs de sécurité.

Il est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur ou gaine d'ascenseur.

Selon la normalisation internationale, on choisit les dimensions de la cabine de tel sorte que le nombre de passagers soit inférieur à la charge nominale de l'appareil selon la norme NF pour 10 personnes on a : Charge nominale de 800 kg.

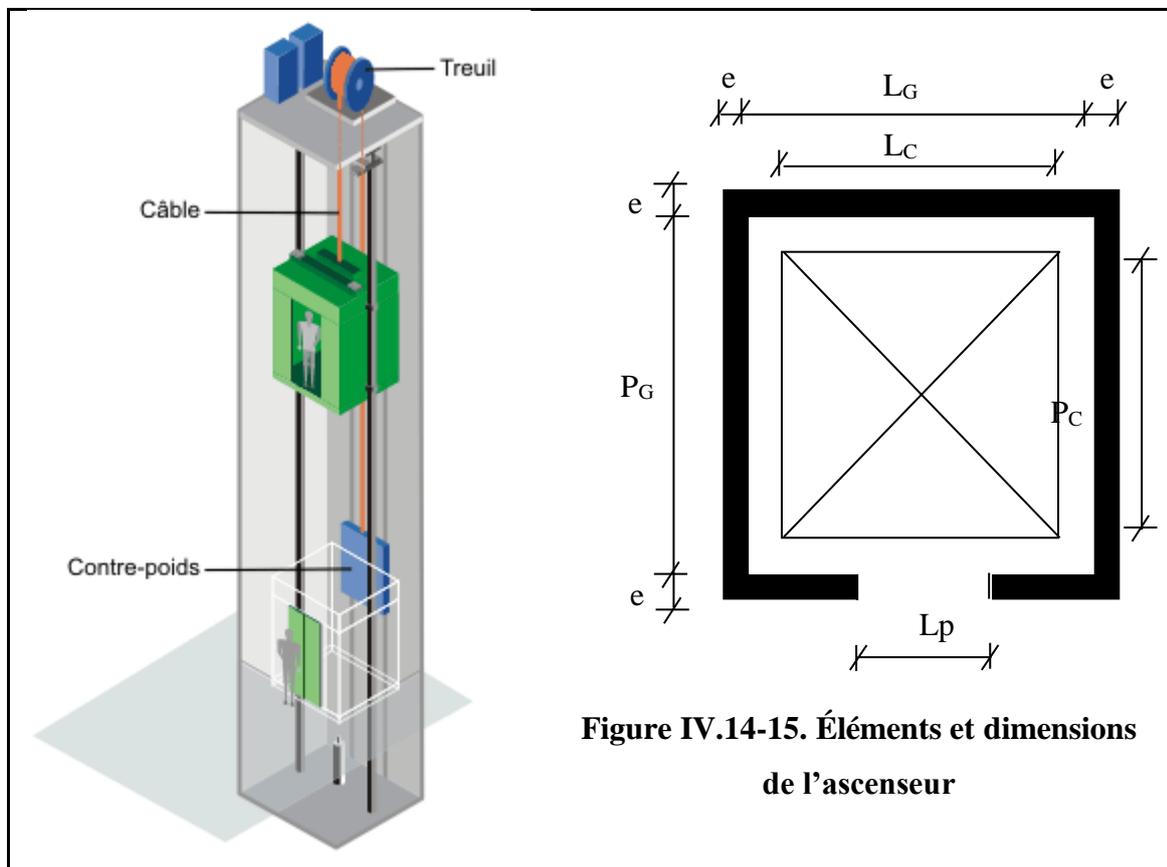


Figure IV.14-15. Éléments et dimensions de l'ascenseur

IV.4.2 Les dimensions de l'ascenseur :

- Largeur de la cabine : $L_C = 1,20$ m.
- Profondeur de la cabine : $P_C = 1,20$ m.
- Largeur de la gaine : $L_G = 1,60$ m
- Profondeur de la gaine : $P_G = 1,60$ m
- Hauteur de la cabine : $H_C = 2,20$ m
- Largeur de Passage libre : $L_P = 1,00$ m
- Hauteur de Passage libre : $H_P = 2,00$ m
- Hauteur de course : 25,80 m.
- Vitesse 1,6 m/s.

IV.4 .3 Calcul des masses :

La masse de la cabine est composée de la somme des masses suivantes :

Masse de la surface totale des côtes.

-Surface latérale : $S_1 = (2 \times \text{la profondeur} + \text{largeur}) \times \text{la hauteur}$.

$$S_1 = (2 \times 1,6 + 1,20) \times 2,2 = 8,45 \text{ m}^2.$$

- La masse de la surface totale des cotes augmentée de 10% à raison de $11,5 \text{ kg/m}^2$

$$M_1 = 11,5 \times 1,20 \times 8,45 = 116,61 \text{ kg}$$

Masse du plancher :

Surface du plancher : $S_2 = 1,60 \times 1,20 = 1,92 \text{ m}^2$

$$M_2 = 110 \times 1,92 = 211,2 \text{ kg}$$

Masse du toit :

Surface du toit : $S_3 = 1,54 \text{ m}^2$

$$M_3 = 20 \times 1,54 = 30,8 \text{ kg}$$

Masse de l'arcade :

Masse de l'arcade à raison de : partie fixe de $60 \text{ kg} + 80 \cdot \text{largeur de la cabine}$

$$M_4 = 60 + (80 \times 1,20)$$

$$M_4 = 156 \text{ kg}$$

Masse du parachute :

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_5 = 100 \text{ kg}$

Masse des accessoires : $M_6 = 80 \text{ kg}$

Masse des poulies de moulage :

Masse des poulies de moulage : 30 kg environ par poulie.

$$M_7 = 30 \times 2 = 60 \text{ kg}$$

Masse de la porte de cabine :

$$M_8 = 80 + 25 \times 2 \times 1 = 130 \text{ kg}$$

Poids mort totale :

$$P_m = \sum M_i = 884,61 \text{ kg}$$

Masse du contre poids : $P_m + \frac{Q}{2} = 884,61 + \frac{800}{2} = 1284,61 \text{ kg}$

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.4.4 Choix des câbles :

La charge de rupture est égale au produit de la charge de rupture d'un câble par le nombre « n » et par le type de moulage « m » (deux brins).

$$C_r = C_r (\text{d'un câble}) \times n \times m$$

On aussi : $C_r = C_s \times M$

C_s : coefficient de sécurité qui doit être égale au minimum égale à 12.

M : la somme de la charge utile « Q » et le poids mort P_m .

$$C_r = 12 \times (800 + 884.61) = 20215.32 \text{ kg}$$

Pour obtenir la charge de rupture nécessaire, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égale à « 0,85 »

$$C_{rn} = (20215.32 / 0.85) = 23782.72 \text{ kg}$$

La norme (NFP82-210) impose un rapport $\frac{D}{d}$ entre le diamètre primitif de la poulie « D » et le diamètre nominal du câble « d » d'au moins « 40 », quel que soit le nombre de trous.

$$d = \frac{D}{45} ; \text{ sachant que « D » varie entre 400 et 800 mm ; on prend :}$$

$$D = 450 \text{ mm donc : } d = \frac{500}{40} = 12,5 \text{ mm.}$$

D'après le tableau RPA ascenseur et monte-charge donnant les caractéristiques des câbles, on prend $d = 12,6 \text{ mm}$ qui a une masse linéaire de 0,515 et une charge admissible totale de : $C_{rl} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_{rn}}{c(\text{cable})}$$

$$n = (23782.72 / (8152 \times 2)) = 1.45 \text{ on prend } n = 2$$

Pour compenser les efforts de torsion des câbles, on prévoit en général un nombre pair.

On prend donc le nombre des câbles $n = 2$

La hauteur en course est de 31,79 m

Descente de charge :

Poids = 816,74 kg

Masse des câbles = $2 \times 0,515 \times 31,79 = 32,74 \text{ kg}$

Masse du contre poids = $816,74 + \frac{800}{2} = 1216,74 \text{ kg}$

Treuil en haut + moteur = 1200 kg

Charge totale permanente :

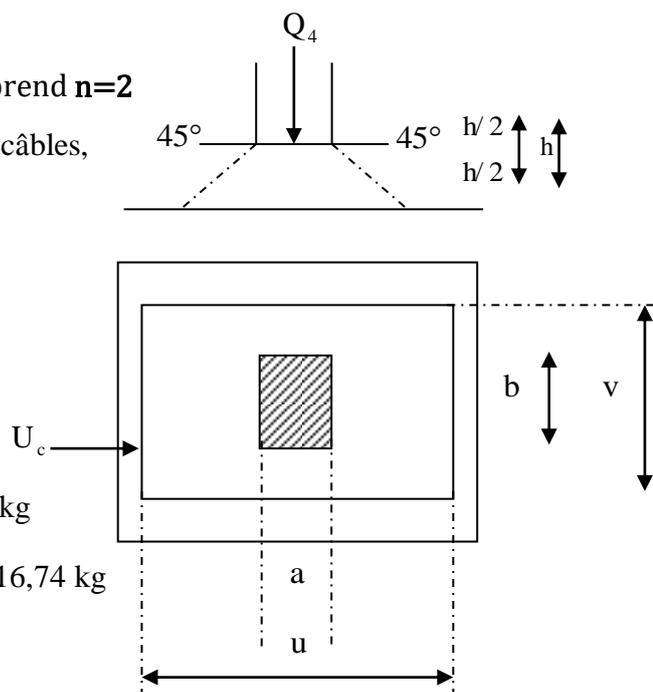


Figure IV.16. Schéma du rectangle d'impact

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

$$G=1216,74+816,74+32,74+1200=3266,22 \text{ kg}$$

Charge d'exploitation :

$$Q=800 \text{ kg}$$

$$\text{ELU : } Q_u=1.35G+1.5Q=5565,20 \text{ daN}$$

$$\text{ELS : } Q_{\text{ser}}=G+Q=4066,22 \text{ daN}$$

b- Vérification de la dalle d'ascenseur au poinçonnement :

Il est nécessaire de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement, c'est-à-dire l'effet d'une charge concentrée par des appuis du moteur (Nombre d'appuis : 04)

⇒ Pour chacun des quatre appuis :

$$q'_u = \frac{q_u}{4} = \frac{5565,20}{4} = 1391,30 \text{ kg}$$

$$q'_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}}{4} = \frac{4066,22}{4} = 1016,56 \text{ kg}$$

D'après BAEL 91 modifiée 99 P.125 :

$$Q_u = 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \geq q'_u \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires,}$$

avec :

- U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen défini par BAEL 91;
- h : Epaisseur totale de la dalle=15cm ;
- u : Dimension parallèle à L_x ;
- v : Dimension parallèle à L_y .
- U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen.
- H_0 : Epaisseur de la dalle (15cm).

On prend une surface d'impact $(u_0 \times v_0) = (10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$U_c = 2(u + v) \quad u = u_0 + h_0 + 2h_t \quad v = v_0 + h_0 + 2h_t$$

Avec : h_t : épaisseur de revêtement

$$\begin{cases} u = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \\ v = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On négligeant les revêtements.}$$

Donc : $u = 2(u+v) = 100 \text{ cm}$

$$Q = 14023,5 \text{ N} < 0,045 \times 15 \times 100 \times \frac{25 \times 100}{1,5} = 112500 \text{ N.}$$

Donc, La dalle résiste au poinçonnement.

IV.4 .5 Calcul des sollicitations à ELU:

IV.4.5.1. Sous charge concentrée :

D'après les abaques de "PIGEAUD", on peut déterminer les moments d'une charge concentrée sur un rectangle concentrique à la plaque, les moments au centre de la dalle sont égaux à : D'après l'article A.2.13. BAEL91 avec ν : Coefficient de Poisson : à ELU $\rightarrow \nu = 0$

$$\begin{cases} M_{xu} = M_1 \cdot P_u \\ M_{yu} = M_2 \cdot P_u \\ \text{à ELS} \rightarrow \nu = 0,2 \\ \begin{cases} M_{xu} = (M_1 + 0,2 \cdot M_2) \cdot P_{ser} \\ M_{yu} = (M_2 + 0,2 \cdot M_1) \cdot P_{ser} \end{cases} \end{cases}$$

M_1 et M_2 des valeurs données par l'abaque en fonction des rapports :

$$\frac{U}{L_x} - \frac{V}{L_y} ; \quad U \text{ et } V \text{ représente les côtes du rectangle sur lequel la charge minimale}$$

s'applique compte tenu de la transmission des charges à 45° dans le béton.

Calcul des sollicitations :

$$L_x = 2.00 \text{ m} \quad L_y = 2,00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2} = 1$$

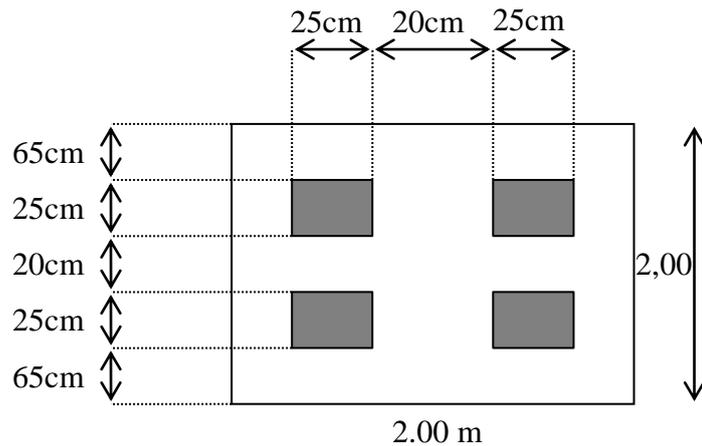


Figure IV.17 : Panneau de la dalle.

$$P_u = \frac{Q_u}{U \times V} = \frac{1391,30}{(0,25)^2} = 22260,8 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{ser} = \frac{Q_s}{U \times V} = \frac{1016,56}{(0,25)^2} = 16264,96 \text{ kg/m}^2$$

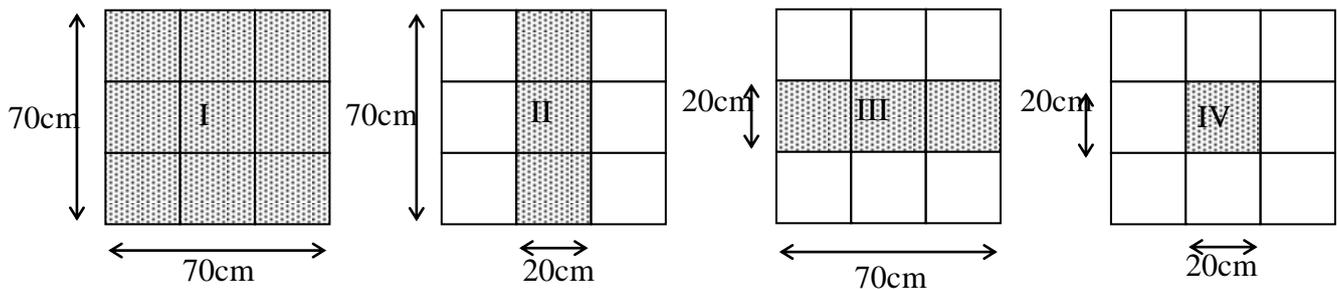


Figure IV.18 : Les panneaux de calcul de la dalle

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Moments dus aux charges localisées :

$$M_C = M_{(I)} - M_{(II)} - M_{(III)} + M_{(IV)}$$

Tableau IV.5 : Récapitulatif des moments fléchissant due aux charges concentrées à l'ELU.

	I	II	III	IV
U(m)	0,7	0,2	0,7	0,2
V(m)	0,7	0,7	0,2	0,2
u/l_x	0,48	0,14	0,48	0,14
v/l_y	0,35	0,35	0,10	0,10
M ₁	0,138	0,200	0,149	0,242
M ₂	0,091	0,101	0,141	0,176
S(m ²)	0,49	0,14	0,14	0,14
p'	10907,79	3116,51	3116,51	890,43
M _x (daN.m)	1505,28	623,31	464,36	215,48
M _y (daN.m)	992,61	314,771	439,43	156,72
M _{cx} (daN.m)	633,09			
M _{cy} (daN.m)	395,129			

Tableau IV.6 : Récapitulatif des moments fléchissant due aux charges concentrées à l'ELS

	I	II	III	IV
U(m)	0,7	0,2	0,7	0,2
V(m)	0,7	0,7	0,2	0,2
u/l_x	0,48	0,14	0,48	0,14
v/l_y	0,35	0,35	0,10	0,10
M ₁	0,138	0,200	0,149	0,242
M ₂	0,091	0,101	0,141	0,176
S(m ²)	0,49	0,14	0,14	0,04
p'	7969,83	2277,09	2277,09	650,60
M _x (daN.m)	1213,01	501,42	403,50	180,34
M _y (daN.m)	938,85	321,07	388,92	145,10
M _{cx} (daN.m)	488,43			
M _{cy} (daN.m)	373,96			

IV.4.5.2. Sous charge répartie :

Descentes des charges :

Charge permanente :

e = 15 cm → épaisseur de la dalle.

$$G = 0,15 \times 25000$$

$$G = 375 \text{ kg/m}^2.$$

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Surcharge d'exploitation :

- La dalle machine est inaccessible $\Rightarrow Q = 100 \text{ kg/m}^2$.

Combinaisons fondamentales :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 375 + 1,5 \times 100$$

$$q_s = G + Q = 375 + 100 = 475 \text{ kg/m}^2.$$

$$q_u = 656,25 \text{ kg/m}^2.$$

$$q_s = 475 \text{ kg/m}^2.$$

Pour une bande de 1 m de largeur.

Calcul des moments dus aux charges réparties :

$$q_u = 656,25 \text{ kg/ml}$$

$$q_s = 475 \text{ kg/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2} = 1 > 0,4 \quad \text{La dalle travaille dans deux directions.}$$

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,4780 \end{cases} \quad \text{(E.L.U)}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,6188 \end{cases} \quad \text{(E.L.S)}$$

ELU :

$$\begin{cases} M_{rx} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{ry} = \mu_y \times M_{rx} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_{rx} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_{ry} = \mu_y \times M_{rx} \end{cases}$$

ELU :

$$\begin{cases} M_{rx} = 0,0646 \times 656,25 \times (1,45)^2 = 89,13 \text{ daN.m} \\ M_{ry} = 0,4780 \times 89,13 = 42,61 \text{ daN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_{rx} = 0,0708 \times 475 \times (1,45)^2 = 70,71 \text{ daN.m} \\ M_{ry} = 0,8502 \times 70,71 = 43,75 \text{ daN.m} \end{cases}$$

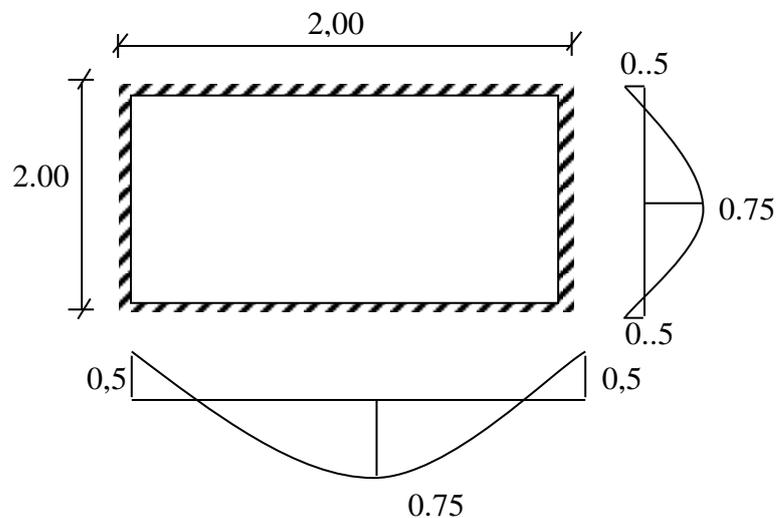


Figure IV.19 : Panneau de la dalle

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Moments de la dalle machine :

$$M = M_c + M_r$$

M_c : Moment du à la charge concentre

M_r : Moment du à la charge repartie

ELU :

$$\begin{cases} M_x = 722,22 \text{ daN.m} \\ M_y = 437,74 \text{ daN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_x = 559,14 \text{ daN.m} \\ M_y = 417,71 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Les moments :

$$\begin{cases} M_t = 0,75 \times M \\ M_a = 0,5 \times M \end{cases}$$

Tableau IV.7 : Moments fléchissant.

	Mtx (daN.m)	Max (daN.m)	Mty (daN.m)	May (daN.m)
ELU	541,67	361,11	328,305	218,87
ELS	419,60	279,735	313,305	208,87

IV.4 .6 Calcul des ferrailages:

a) Sens (X)

ELU

En travée : $M_{txu} = 541,67 \text{ daN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{5416,7}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,023$$

$$A'_u = 0$$

$$\mu = 0,023 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{PIVOT A } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,028$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,989$$

$$A_{tx} = \frac{5416,7}{348 \times 0,989 \times 13} \quad A_{tx} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t \cdot 28}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times (2,1 / 400)$$

$$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

$$A_{tx} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend: (4HA10/ml = 3,14cm²/ml)

En appui : $M_{axu} = 361,11 \text{ daN.m}$.

$$\mu = \frac{M_{axu}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{3611,1}{14,2 \times 100 \times (13)^2}$$

$$A'_u = 0$$

$$\mu = 0,015 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{PIVOT A} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,02$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,992$$

$$A_{ax} = \frac{3611,1}{348 \times 0,992 \times 13}$$

$$A_{ax} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{ax} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,80 \text{ cm}^2/\text{ml. On prend: (2HA10/ml = 1,57cm}^2/\text{ml)}$$

ELS

En travée : $M_{txs} = 419,60 \text{ daN.m}$

Fissuration peu nuisible $\longrightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots(1)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier Fe E 400} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{txu}}{M_{txs}} = \frac{5416,7}{4196} = 1,29$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,395 > \alpha = 0,023 \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \dots\dots\dots(2)$$

\Rightarrow D'après (1) et (2), les armatures calculées à l'état limite ultime de résistance conviennent pour l'état limite de service.

En appui : $M_{axs} = 279,735 \text{ daN.m}$.

Fissuration peu nuisible $\longrightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots(1)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier Fe E 400} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_{axu}}{M_{axs}} = \frac{3611,1}{2797,35} = 1,29$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,395 > \alpha = 0,02 \rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots (2)$$

⇒ D'après (1) et (2), les armatures calculées à l'E.L.U. conviennent

2) Sens (Y)

ELU :

En travée :

$$M_{tyu} = 328,305 \text{ daN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{tyu}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{3283,05}{14,2 \times 100 \times (13)^2}$$

$$A'_u = 0$$

$$\mu = 0.014 < \mu_{AB} = 0.186 \quad \text{PIVOT A}$$

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0,993$$

$$A_{ty} = \frac{3283,05}{348 \times 0,993 \times 13}$$

$$A_{ty} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend: (4HA10/ml = 3,14cm²/ml)

En appui :

$$M_{ayu} = 218,87 \text{ daN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{ayu}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{2188,7}{14,2 \times 100 \times (13)^2}$$

$$A'_u = 0$$

$$\mu = 0.009 < \mu_{AB} = 0.186 \quad \Rightarrow \text{PIVOT A}$$

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,012$$

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

$$A_{ay} = \frac{2188,7}{348 \times 0,995 \times 13}$$

$$A_{ay} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t 28}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times (2,1 / 400) \quad A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ax} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : (4HA10 = 3.14cm²/ml)

ELS :

En travée :

$$M_{tys} = 313,305 \text{ daN.m.}$$

Fissuration peu nuisible $\longrightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\gamma = \frac{M_{tyu}}{M_{tys}} = \frac{328,305}{313,305} = 1,05$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 > \alpha = 0,017 \rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

\Rightarrow D'après (1) et (2), les armatures calculées à l'état limite ultime de résistance conviennent pour l'état limite de service.

En appuis :

$$M_{ays} = 208,87 \text{ daN.m.}$$

Fissuration peu nuisible $\longrightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\gamma = \frac{M_{ayu}}{M_{ays}} = \frac{218,87}{208,87} = 1,05$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 > \alpha = 0,012 \rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

\Rightarrow D'après (1) et (2), les armatures calculées à l'état limite ultime de résistance conviennent pour l'état limite de service.

Tableau IV.8: Récapitulatif du ferrailage

	Sens (X)		Sens (Y)	
	Travée	Appui	Travée	Appui
A_u (cm ² /ml)	1,21	1,80	0,71	0,49
A_{min} (cm ² /ml)	1,57	1,57	1,57	1,57
$A_{adoptée}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Vérification de la dalle au cisaillement :

$$T_{max} = Q_u + q_r \times \frac{L_y}{2} = 13913 + 6562,5 \times \frac{2.00}{2} = 20475,5 \text{ N}$$

⇒ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.4.7 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 4T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

Chapitre V

Etude sismique du bâtiment

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE DE BATIMENT

V.1 Généralités sur les séismes :

Les tremblements de terre, sont très fréquents: chaque année sur la terre, il se produit en moyenne un million de séismes soit environ deux par minute. Certains sont violents et peuvent avoir des conséquences dramatiques. Beaucoup sont bénins et seulement perçu par des appareils d'enregistrement très perfectionnés. Tous sont des manifestations brutales de l'activité du globe.

Un tremblement de terre est caractérisé par des secousses plus ou moins violentes dont la durée ne dépasse pas quelques secondes ou quelques minutes. Les secousses violentes peuvent avoir pour conséquence non seulement la destruction ; mais aussi la déformation de voie de chemins de fer, l'apparition de fractures de sol...en quelques secondes des paysages peuvent être modifiés.

Lorsque les secousses se produisent sous la mer le long des côtes, elles propagent dans l'eau et provoquent des raz de marée. Les vagues peuvent atteindre une hauteur de plusieurs dizaines de mètres.

Tous les séismes ont pour origine une rupture brutale de roches se produisant dans un endroit situé entre 01 et 700 Km de profondeur appelé foyer du séisme (donc assez superficiellement par rapport au rayon de la terre). La rupture brutale donne naissance à des vibrations, autrement dit, à des ondes sismiques, celles-ci se propagent sous forme de sphère concentriques comparables aux rides qui naissent à la surface de l'eau de la terre est d'autant plus court que la distance parcourue est plus petite.

On peut mesurer l'intensité d'un séisme en évaluant les dégâts causés aux habitations humaines. L'échelle la plus récente dite M.S.K comporté 12 degrés.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de Boumerdes le 21 mai 2003.

V.2 Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou

tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

Calcul Sismique:

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure.

On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

Analyse statique équivalente : pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3 Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «**ETABS 9.7.4**» qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Function...)

Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Function » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (noeud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.3.1 Modélisation des structures :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

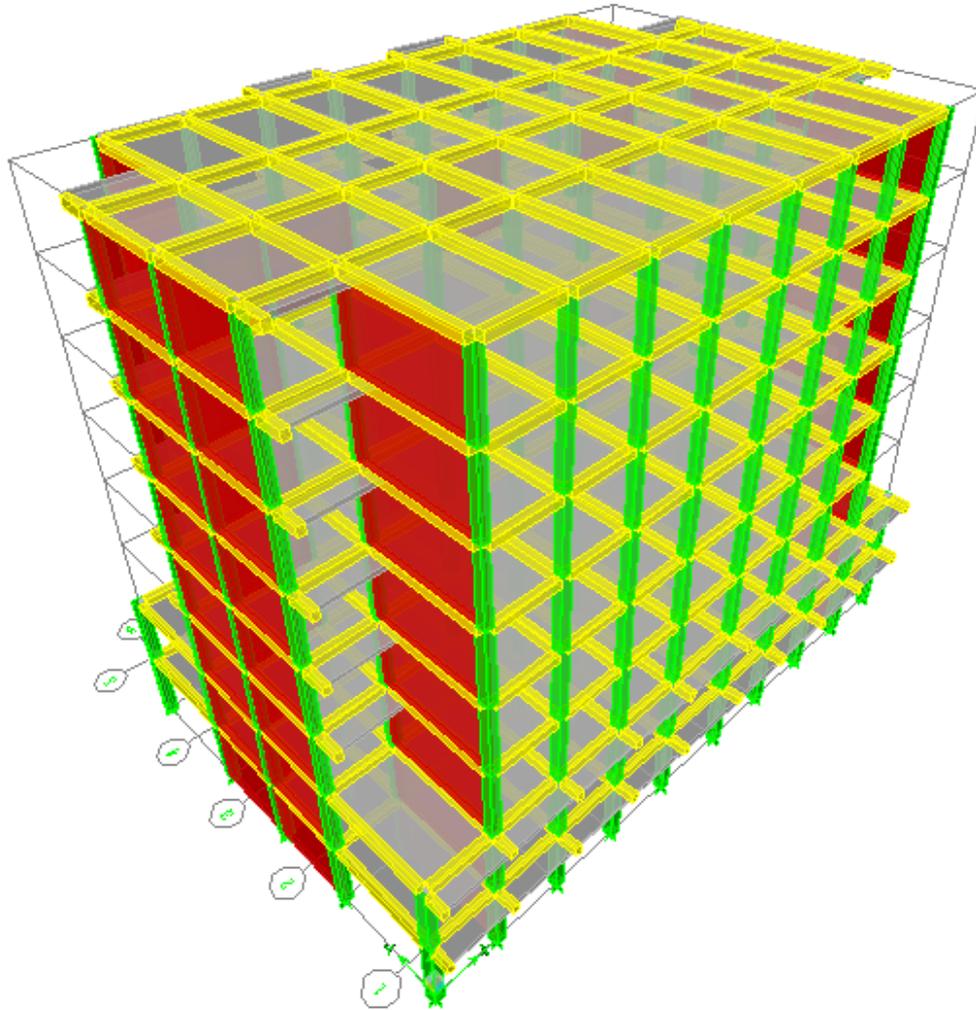


Figure V.1 : Modélisation de la structure à l'aide de logiciel (ETABS).

V.4 Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

et :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%), $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

Q : Facteur de qualité.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc T1 = 0,15 sec et T2 = 0,3 sec.

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

-Zone sismique I } $\Rightarrow (A = 0,10)$
-Groupe d'usage 2 }

$\xi = 7\%$ - { -Portique en béton armé.
-Remplissage léger.

$$\eta = \sqrt{7/(2+6)} = 0,9354 \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau(4.2)du RPA 2003.

$\xi = 7\%$

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.88$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

-Mixte portique/ Voiles : R = 5

-Pour avoir la valeur de Pq tout dépend des six critères de Q.

Critères :

- 1-Conditions minimales sur les files de contreventement.
- 2-Redondance en plan.
- 3-Régularité en élévation.
- 4-Régularité en plan
- 5-Contrôle de qualité de matériaux.
- 6-Contrôle de qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,10) = 1,20$$

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres de la base la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 25.80m$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.075$$

$$T = 0.075 * 25.80^{3/4} = 0.85s$$

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}}$$

$$T_x = 0.09 * 25.80 / \sqrt{28.85} = 0.432s$$

$$T_y = 0.09 * 25.80 / \sqrt{20.50} = 0.512s$$

Sens x : $T_x = \min (T_x ; T) \Rightarrow T_x = 0,432$

Sens y : $T_y = \min (T_y ; T) \Rightarrow T_y = 0,512$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associée à la catégorie du sol :

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \end{cases}$$

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc :

$T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,30 \text{ sec}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.30 \leq T = 0.85 \leq 3$

$$\begin{cases} D_x = 1.72s \\ D_y = 1.54s \end{cases}$$

V.4.1 Détermination des poids (Wt) de la structure :

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau i de la structure

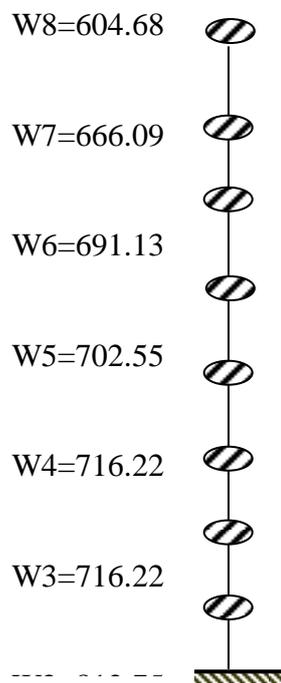


Figure V.2 : poids de chaque niveau.

$$W_{total} = 5763,05t$$

V.5 Vérification des forces sismiques :

V.5.1 Le calcul de la force sismique totale :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,10 * 1,72 * 1,20}{5} \times 5763,05 = 237,89t$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,10 * 1,54 * 1,20}{5} \times 5763,05 = 213t$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS 9.7.4 :

Tableau V.1 : Valeurs de la force sismique totale.

	V_{dx} (t)	V_{dy} (t)
Forces sismiques	412.02	382.24

$V_x=412.02 t > 80\% V_{st} = 190.31 t$ Condition vérifiée.

$V_y=382.24 t > 80\% V_{st} = 170.40 t$ Condition vérifiée.

V.5.2 Nombre des modes a considérée :

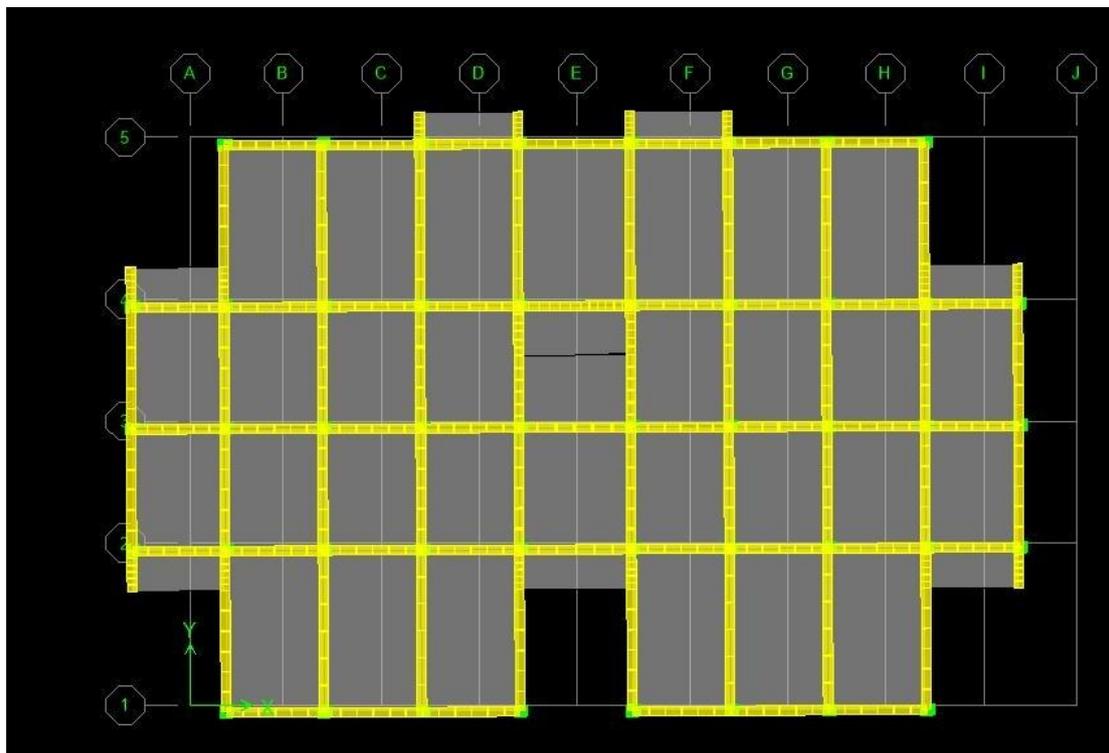


Figure V.2.a : Première Période calculée en translation (ETABS)

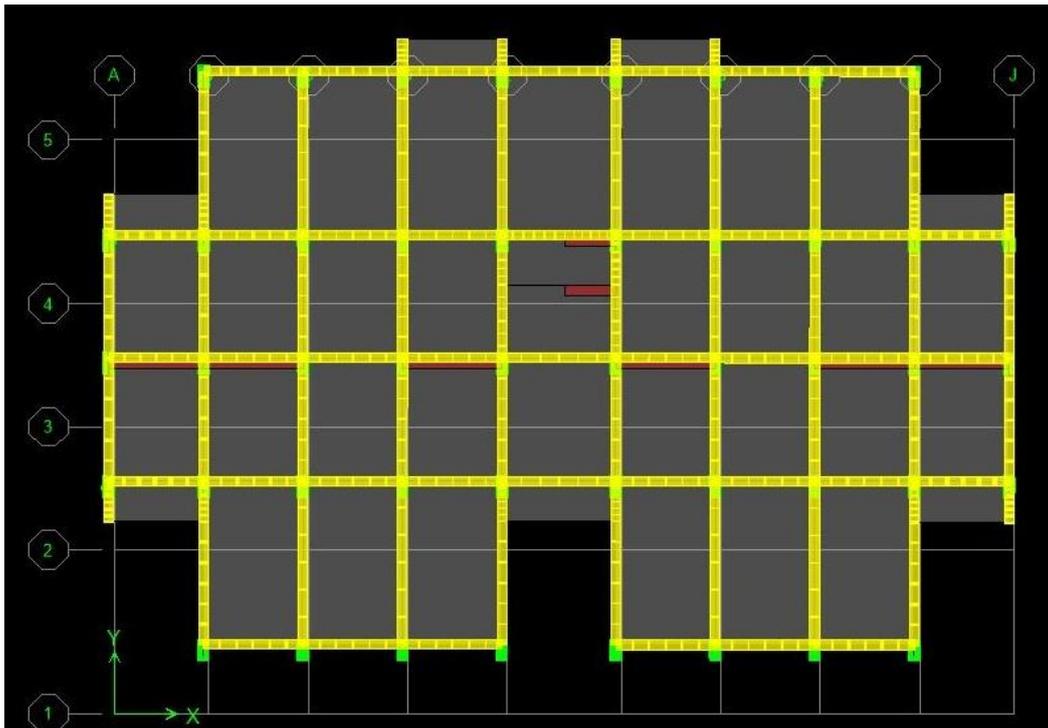


Figure V.2.b : Deuxième Période calculée en translation (ETABS)

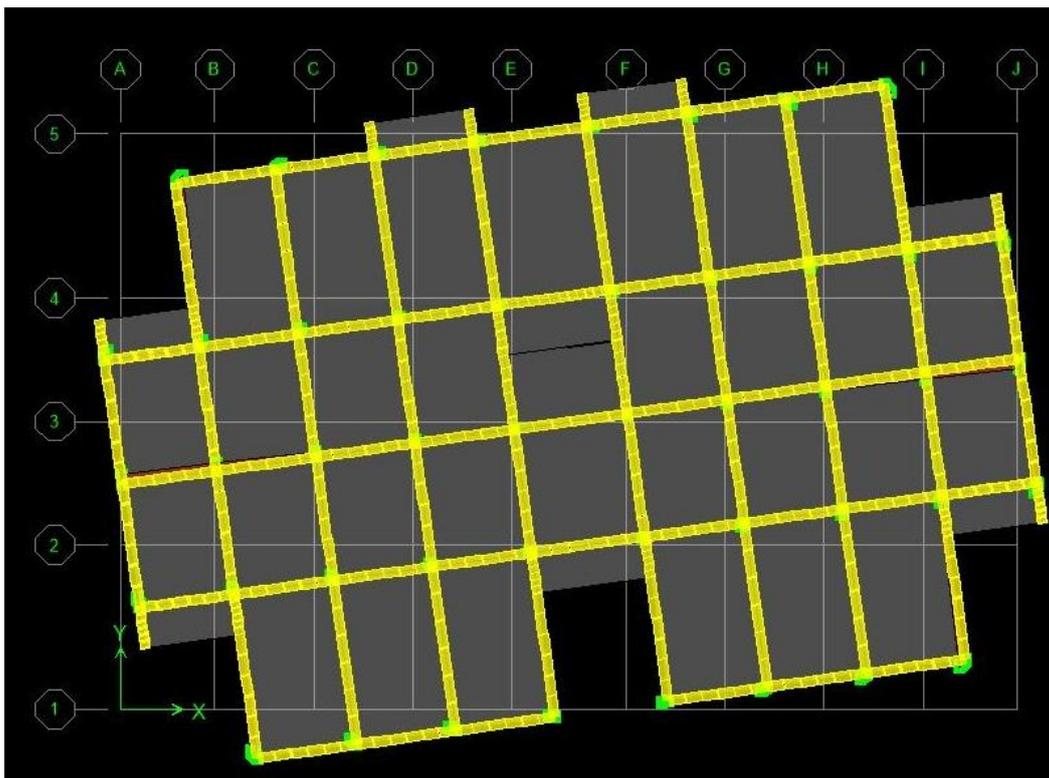


Figure V.2.c : Troisième Période calculée en Torsion (ETABS)

Tableau V.2 : Nombre des modes

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.487514	73.5713	0	0	73.5713	0
2	0.455309	0	65.9664	0	73.5713	65.9664
3	0.368007	0.0218	0	0	73.5932	65.9664
4	0.120055	16.4542	0	0	90.0474	65.9664
5	0.105965	0	21.6647	0	90.0474	87.6311
6	0.087854	0.0092	0	0	90.0566	87.6311
7	0.06284	5.5943	0	0	95.6509	87.6311
8	0.051164	0	7.237	0	95.6509	94.8681

V.5.3 Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique :

$$T_{dyn} = 0.487 \text{ s}$$

$$T_{dyn} = 0.487 \text{ s} < 1.3T_x = 1.3 * 0.432 = 0.562 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 0.487 \text{ s} < 1.3T_y = 1.3 * 0.512 = 0.665 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.5.4 Vérification des facteurs de participation massique

Sens longitudinal:

$$\Sigma \alpha_x = 95.65\% > 90\% \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Sens transversal:

$$\Sigma \alpha_y = 94.86\% > 90\% \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

V.5.5 Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \delta_k \quad \text{avec } \delta_k = R. \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 5

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

V.5.6 Les déplacements latéraux inter- étage :

Selon le RPA99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad ;$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$$\Delta_{sx}^k = R\Delta_{sx}^k \text{ et } \Delta_{sy}^k = R\Delta_{sy}^k$$

$$\Delta_{sx}^k = \delta_{sx}^k - \delta_{sx}^{k-1} \text{ et } \Delta_{sy}^k = \delta_{sy}^k - \delta_{sy}^{k-1}$$

Tableau V.3 : les déplacements latéraux inter-étage.

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
7	0.0074	0.0072
6	0.0071	0.006
5	0.0063	0.0049
4	0.0052	0.0037
3	0.004	0.0027
2	0.0027	0.0017
1	0.0015	0.0009
RDC	0.0005	0.0003

Δ_{sx}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

Δ_{sy}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y ; δ_{sy}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 5

Tableau V.4 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage.

NIVEAU	Hauteur	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	
7	3.20	0.0003	0.0012	0.0005	0.0001	0.032	Vérifiée
6	3.20	0.0008	0.0011	0.0003	0.0001	0.032	Vérifiée
5	3.20	0.0011	0.0012	0.0001	0.0002	0.032	Vérifiée
4	3.20	0.0012	0.001	0.0001	0	0.032	Vérifiée
3	3.20	0.0013	0.001	0	0.0002	0.032	Vérifiée
2	3.20	0.0012	0.0008	0.0002	0.0002	0.032	Vérifiée
1	3.20	0.001	0.0006	0.0005	0.0003	0.032	Vérifiée
RDC	3.40	0.0005	0.0003	0.0005	0.0003	0,034	Vérifiée

V.5.7 Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Selon le RPA 99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \cdot \Delta k}{Vk \cdot hk} \leq 0,10$$

$\theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversales et Longitudinal.

Tableau V.5 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x).

NIVEAU	WI (t)	V_x	Δ_x (m)	Δ_y (m)	V_y	hi (m)	θ_x	θ_y
7	604.68	85.36	0.0005	0.0001	98.27	3.20	0.0113	0.00197
6	666.09	166.33	0.0003	0.0001	172.74	3.20	0.0038	0.00123
5	691.13	235.89	0.0001	0.0002	232.01	3.20	0.0009	0.00191
4	702.55	293.41	0.0001	0	279.88	3.20	0.0008	0.00000
3	716.22	339.42	0	0.0002	317.88	3.20	0.0000	0.00144
2	716.22	373.17	0.0002	0.0002	346.6	3.20	0.0012	0.00132
1	812.75	398.96	0.0005	0.0003	369.92	3.20	0.0033	0.00211
RDC	853.41	412.02	0.0005	0.0003	382.24	3.40	0.0035	0.00228

V.5.8 Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

Tableau V.6 : l'excentricité accidentelle.

Plancher	W étage(t)	Centre de Masse		Centre de Gravité		Centre de Torsion		Excentricité	
		x_g	y_g	X_G	Y_G	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
7	604.68	14.25	9.398	14.25	9.2	14.43	9.6605	0.18	0.4605
6	666.09	14.25	9.28	14.25	9.201	14.43	9.5425	0.18	0.3415
5	691.13	14.25	9.277	14.25	9.201	14.43	9.5395	0.18	0.3385
4	702.55	14.25	9.275	14.25	9.201	14.43	9.5375	0.18	0.3365
3	716.22	14.25	9.273	14.25	9.201	14.43	9.5355	0.18	0.3345
2	716.22	14.25	9.273	14.25	9.201	14.43	9.5355	0.18	0.3345
1	812.75	14.25	8.675	14.25	9.201	14.43	8.9375	0.188	-0.2635
RDC	853.41	14.25	8.675	14.25	9.2	14.43	8.9375	0.18	-0.2625

Chapitre VI

Ferraillage des portiques

CHAPITRE VI: FERRAILAGE DES PORTIQUES

VI.1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.2 Ferrailage des poutres :

a) Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal Et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort Normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

$$\begin{array}{l} \text{- Sollicitation du 1^{er} genre : } S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1} \\ \text{- Sollicitation du 2^{eme} genre : } \begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \end{array}$$

Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour une situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour une situation courante : } \begin{cases} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

b) Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\%$ (bxh)

Section d'armature maximale: $A_{max1}=4\%$ (bxh) (Zone courante)

$A_{max2}=6\%$ (bxh) (Zone de recouvrement)

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Tableau VI.1 : Moments max des Poutres principales.

Etages	Position	Moments max (t.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (t.m)
		M1	M2		
TERRASSE	Appuis	6.60	5.92	0.897	6.60
	Travées	6.22	4.65	0.748	6.22
RDC et étage	Appuis	7.02	6.58	0.937	7.02
	Travées	4.88	5.02	1.029	4.88

Tableau VI.2 : Moments max des Chaînages.

Etages	Position	Moments max (t.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (t.m)
		M1	M2		
TERRASSE	Appuis	3.21	4.20	1.308	4.20
	Travées	2.38	2.79	1.172	2.79
RDC et Etage	Appuis	3.50	5.40	1.543	5.40
	Travées	2.83	5.02	1.774	5.02

VI.3. Exemple de calcul (RDC +Étage) :

VI.3.1. Poutres principales intermédiaires (30x40) cm² :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6,00 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 7.02 \text{ TN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 6.58 \text{ TN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 0.937 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp1)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.

- Hauteur de la section $h_t=40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9xh_t=36\text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $F_{bc}=18,48\text{MPa}$
- $\sigma_s=400\text{MPa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{7.02 \times 10^4}{30 \times (36)^2 \times 14.17} = 0,127 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0.932$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{7.02 \times 10^4}{0.932 \times 36 \times 400} = 5.23\text{ cm}^2$$

En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 4.88\text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 5.02\text{ t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 1.029 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9xh_t = 36\text{ cm}$
- Fissuration peu préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17\text{ MPa}$
- $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{4.88 \times 10^4}{30 \times (36)^2 \times 14,17} = 0,088 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0.953$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{4.63 \times 10^4}{0,953 \times 36 \times 348} = 3.87\text{cm}^2$$

VI.3.2 Chaînages intermédiaires (30x35) cm² :

Armature longitudinale :

$$A_{\min} = 0,5\%b.h_t = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%b.h_t = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% b.h_t = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

En travée :

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 35 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5.02 \times 10^4}{30 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,119 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,936$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.02 \times 10^4}{0,936 \times 31,5 \times 348} = 4.49 \text{ cm}^2$$

En appuis :

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 35 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5.40 \times 10^4}{30 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0.128 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,931$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$As = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.40 \times 10^4}{0,931 \times 31,5 \times 348} = 5.28 \text{cm}^2$$

Les tableaux représentés ci après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Tableau VI.3 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales.

Etages	Position	Moments de calcul (t.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
TERRASSE	Appuis	6.60	5.61	6	3T14 fil + 3T12 chap	8.01
	Travées	6.22	5.60		3T14 + 3T12	8.01
RDC Et étage	Appuis	7.02	5.23	6	3T14 fil + 3T12 chap	8.01
	Travées	4.88	3.87		3T14 + 3T12	8.01

Tableau .VI.4 : Récapitulation du ferrailage des chaînages.

Etages	Position	Moments de calcul (t.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
TERRASSE	Appuis	4.20	4.24	5.25	3T12 fil + 3T12 chap	6.79
	Travées	2.79	2.63		3T12 + 3T12	6.79
RDC Et étage	Appuis	5.40	5.28	5.25	3T12 fil + 3T12 chap	6.79
	Travées	5.02	4.89		3T12 fil + 3T12 chap	6.79

VI.4 Vérifications:

VI.4.1 Poutres principales (30x40) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1 / 400 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b x d) = 9.55 \times 100 / (30 \times 36) = 1.03 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :

$$\begin{cases} \tau_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ MPa.} \\ \tau_u = 1,03\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

VI.4.1.1 Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\begin{aligned} \Phi_t &\leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) \\ \Phi_t &\leq \min (11,43 ; 30 ; 14) \\ \text{On adopte : } \Phi_t &= 8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Espacement:

$$\begin{cases} S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ S_t \leq \min (32,40 ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30\text{cm})$
 $S_t \leq \min (10 ; 16,8 ; 30\text{cm})$

Zone courante: $S_t \leq h/2$
 $S_t \leq 20\text{cm}$

Section des armatures transversales :

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

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

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

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

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,03 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 30}{0,9 \times 1 \times \frac{235}{1,15}} = 0,065 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,46 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,46 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{min} \geq \frac{0,46 \times b}{f_e} = \frac{0,46 \times 30}{235} = 0,059 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{A_t}{s_t} \right) \geq 0,059 \text{ cm}$, on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

$$D'o\grave{u} \quad A_t \geq 0,59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.4.1.2 Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,8 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 6,17 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,9 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 6,11 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 5,10 \text{ t.m}$$

$$A_s = 4,27 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n.A(d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 64,05y - 2305,8 = 0 \Rightarrow y = 10,45 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A(d-y)^2 = 55506 \text{ cm}^4$$

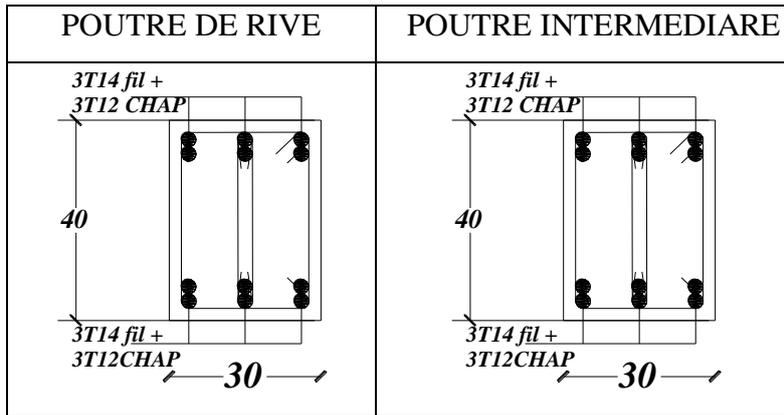
- Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} : 53624,19

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{5.10 \times 10^4}{55506} \times 10.45 = 9.60 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 9.60 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

Poutre PRINCIPALE (30x40) cm²

RDC+ETAGE COURANT+TERRASSE



Poutre SECONDAIRE (30x35) cm²

RDC+ETAGE +TERRASSE

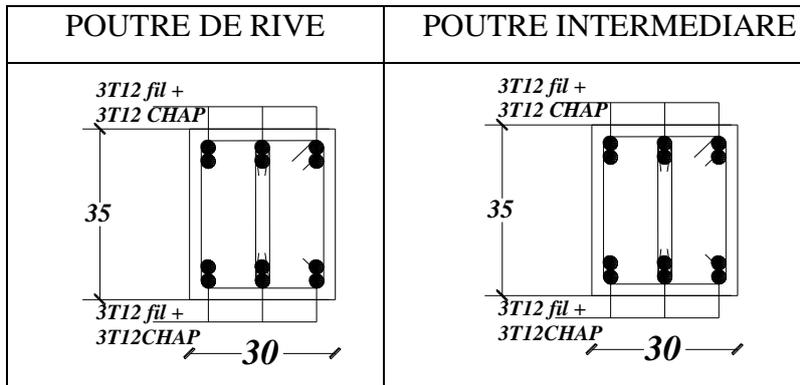


Figure.VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

VI.5 Ferrailage des poteaux :

A. Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivantes :

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

- 1^{er} Genre : 1,35G+1,5Q..... (N_{max} ;M_{corresp}) → A1
- 2^{ème} Genre : | 0,8G± E..... (N_{min} ;M_{corresp}) → A2
- | G+Q± 1,2E..... (N_{max} ;M_{corresp}) → A3

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ MPa}$.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ MPa}$

Pour situation courante $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ MPa}$.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ MPa}$

b. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,7%** (zone I)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone I)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone I.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

Poteaux	A _{min} =0,7 % xS	A _{max1} =4% xS	A _{max2} =6% xS
(45x45) cm ²	14,17	81,00	121,50
(40x40) cm ²	11,2	64,00	96,00
(35x35) cm ²	8,57	49,00	73,50

VI.5.1 Exemple de calcul :

VI.5.1.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m :

Tableau VI.5 : Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 2 (45 x 45 cm ²)	Type 3 (40 x 40 cm ²)	Type 4 (35 x 35 cm ²)
Combinaison				
A	N_{max}	144.65	104.56	52.07
	M_{cor}	0.742	1.667	2.036
B	N_{min}	5.58	13.76	1.18
	M_{cor}	2.621	0.29	0.147
C	M_{max}	4.633	4.151	5.285
	N_{cor}	76.55	60.31	11.32

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de t.m :

Tableau VI.6 : Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 2 (45x 45 cm ²)	Type 3 (40 x 40 cm ²)	Type 4 (35x 35 cm ²)
Combinaison				
A	N_{max}	166.64	81.45	58.45
	M_{cor}	2.10	1.877	0.183
B	N_{min}	88.28	38.28	46.98
	M_{cor}	0.395	1.125	0.799
C	M_{max}	4.135	3.892	4.737
	N_{cor}	46.02	46.73	7.89

VI.5.1.2 Calcul d'un poteau :

Poteaux RDC (45x45) cm²:

Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

$$N_{max}=144.65 \text{ t} ; M_{cor} = 0.742 \text{ t.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,0051 \text{ m} = 0.51 \text{ cm}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 144.65 \left(0,405 - 0,45/2 + 0,0051 \right) = 25.30 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 144.65 \text{ t} < 232.42 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 25.30 \text{ t.m} < 58.43 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

Combinaison de 2^{ème} genre (0,8G±E):

$$N_{\max} = 166.64 \text{ t} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 2.10 \text{ t.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,012 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 28.00 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 166.64 \text{ t} < 232.42 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 28.00 \text{ t.m} < 47.34 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

Section adoptée :

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_{\min(\text{RPA})})$$

Pour une section de béton (45x45) cm²

$$A_{\min(\text{R.P.A})} = 14,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_{\min(\text{RPA})}) = \max (0,00; 0,00 ; 14,17) = 14,17 \text{ cm}^2$$

On adopte 8T16=16.09cm²

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 3.56 \text{ t}$$

$$\begin{cases} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot d) = 3.56 \times 10^2 / (45 \times 40,5) = 0,19 \text{ Mpa.} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \overline{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,19 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \end{cases}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi/3$$

$$\Phi_t = 20 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

Espacement :

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

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \Phi_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10\text{cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_L = 30 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$.

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 4,08 / 0,45 = 6,34$$

$$\lambda_g = 6,34 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{10 \times 2,5 \times 35,6}{45 \times 235} = 0,084 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 6,34 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux de RDC : **8Ø8** soit **S = 4,02 cm²**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Zone courante : } \frac{4,02 \times 400}{45 \times 15} = 2,38 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\text{condition vérif iée}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{4,02 \times 400}{45 \times 10} = 3,57 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Disposition constructive des armatures des nœuds :

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement des ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

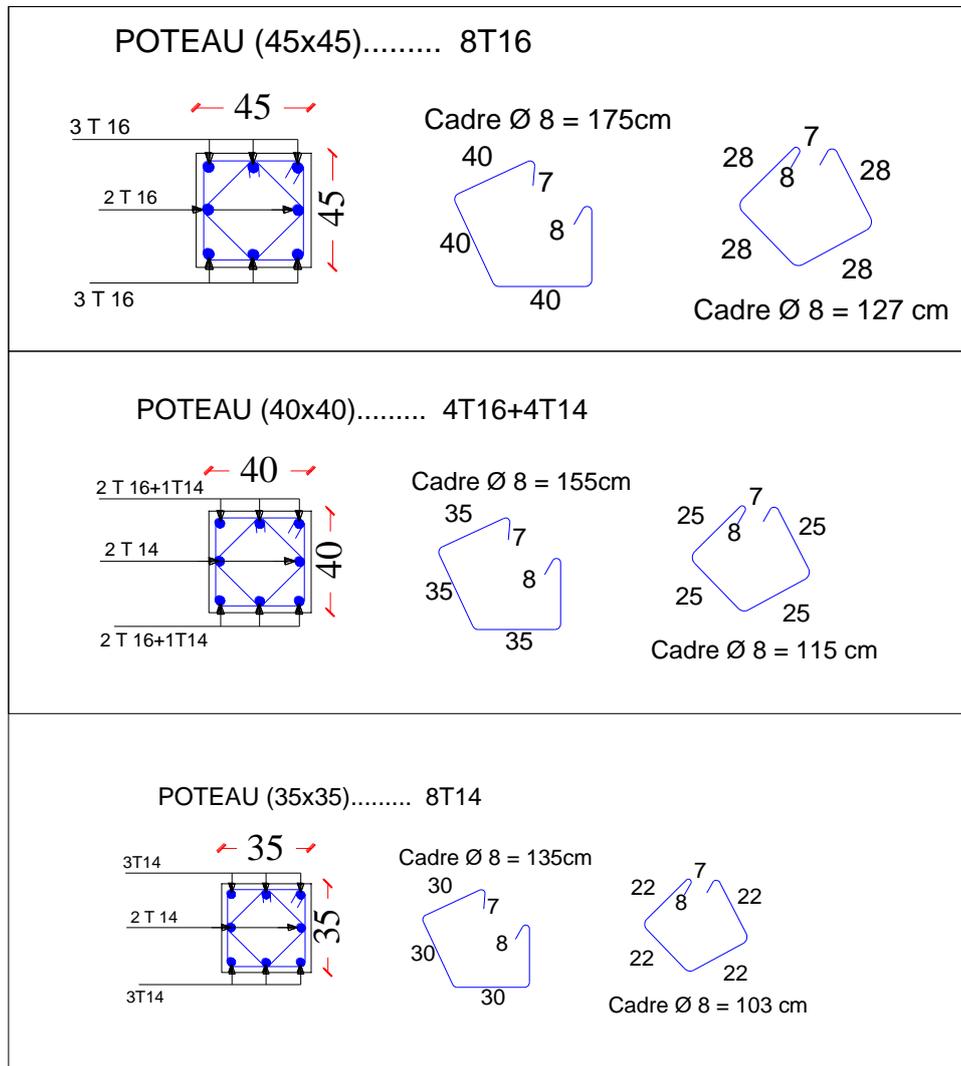
Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.7 : Disposition constructive des armatures des nœuds.

Niveaux	Combis	1 ^{er} genre		2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{sl min} (cm ²)	N _{ACC} (t)	M _{ACC} (t.m)		
Type 2 (45 x 45 cm ²)	A	144.65	0.742		A _{sl min} (cm ²)	166.64	2.1	14,17
	B	5.58	2.621	88.28		0.395		
	C	76.55	4.633	46.02		4.135		
Type 3 (40 x 40 cm ²)	A	104.56	1.667	A _{cal} (cm ²) 00	81.45	1.877	11,20	4T16+4T14 =14.20
	B	13.76	0.29		38.28	1.125		
	C	60.31	4.151		46.73	3.892		
Type 4 (35 x 35 cm ²)	A	52.07	2.036	A _{cal} (cm ²) 00	58.45	0.183	8,58	8T14=12.32
	B	1.18	0.147		46.98	0.799		
	C	11.32	5.285		7.89	4.737		

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Figure.VI.2 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux.



Chapitre VII

Ferraillage des voiles

CHAPITRE VII: FERRAILLAGE DES VOILES

VII.1 Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé 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.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur est de 3.40 m du RDC, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = h_e / 25 = 340 / 25 = 13.6 \text{ cm}, \text{ L'épaisseur des voiles a été prise égale à } 20 \text{ cm}.$$

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VII.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.3 Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E ; \text{Vérification du béton ;} \\ 0,8G + E ; \text{Calcul des aciers de flexion.}$$

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

- N : effort normal appliqué ;
- M : moment fléchissant appliqué ;
- A : section du voile ;
- V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;
- I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15 aL$

Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; 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 RPA 99/2003 :

Si : $A_v < A_{min} = 0,15\%aL$, on ferraille avec la section minimale ;

Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

Troisième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA 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.

c) 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 du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15% ;

En zone courante 0,10%.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

e) Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement

- $A = 0.96 \text{ m}^2$
- $I = 2.76 \text{ m}^4$
- $V = 2.40 \text{ m}$
- $0,8G + EY :$
- $N = 491.56 \text{ t}$
- $M = 1909.72 \text{ t.m}$
- $V_u = 406.14 \text{ t}$

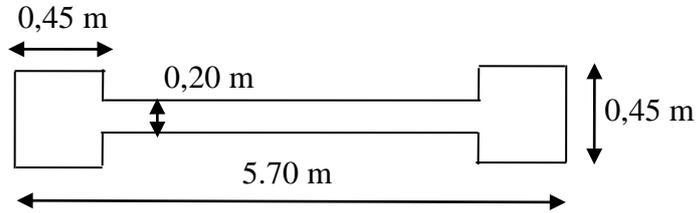


Figure VII.1. Schéma du voile + poteaux

1) Détermination des contraintes :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{491.56}{0.96} + \frac{1909.72 \times 2.40}{2.76} = 2172.52 \text{ t} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{491.56}{0.96} - \frac{1909.72 \times 2.40}{2.76} = -1148.58 \text{ t} \end{aligned} \right.$$

On est dans le 3^{ème} cas, (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.

2) Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times l = \frac{1148.58}{2172.52 + 1148.58} \times 4.80 = 1.66 \text{ m}$$

3) Force de traction :

$$F = |\sigma_2| \times \frac{a}{2} \times x = 1148.58 \times \frac{0.20}{2} \times 1.66 = 190.66 \text{ t}$$

4) Armature longitudinales :

$$A_x = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{190.66}{40000} = 0,004766 \text{ m}^2 = 47.66 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_l = \frac{A_x \times A}{A'} = \frac{47.66 \times 100}{480} = 9.92 \text{ cm}^2$$

5) Le diamètre :

$$D \leq 1 \times a / 10 (\text{mm}) \Rightarrow D \leq 1 \times 200 / 10 = 20 \text{ mm}$$

On prend $D = 14 \text{ mm}$

6) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 406.14}{40000} = 0,01421 \text{ m}^2 = 14.21 \text{ cm}^2$$

7) Armatures totales :

$$A_v = A_l + A_{vj} = 24.13 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $2 \times 6T16 \text{ p.ml} = 24.14 \text{ cm}^2$

VII.5 Vérification :

VII.5.1 Vérification à l'ELS :

a) Condition de non fragilité :

D'après le RPA 99/2003, on calcule pour une bande de 1 m et on a :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L = 0,15\% \times 20 \times 100 = \frac{3,00 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

$$A_v = 24.13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) L'espacement :

Selon le BAEL 91, on a : $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

Selon le RPA 99/03 : $S_t \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

Donc : $S_t \leq \min\{S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 15 cm

c) Vérification des contraintes de cisaillement :

BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{406.14 \times 10}{20 \times 0,9 \times 480} = 0,470 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,470 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 406.14 \times 10}{20 \times 0,9 \times 480} = 0,658 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,658 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

d) Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S + (15 \times A_s)} = \frac{694.09 \times 10}{(20 \times 480) + (15 \times 24.14)}$$

$$= 0.696 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Calcul des armatures horizontales :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - (0,3k \times f_{tj})}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$k = 1 + \frac{3 \times (N_u/B)}{f_{c28}} \text{ En flexion composée où } N > 0 \text{ (compression),}$$

B : section du béton

$$k = 1 + \frac{3 \times (491.56/20 \times 480 \times 10^2)}{25} = 1,61$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(4.7 - (0,3 \times 1,61 \times 2,1)) \times 20}{0,8 \times 435 \times (\sin 90 + \cos 90)} = 0,211 \text{ cm}$$

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025f_c28$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025f_c28$

$$\tau_b = 0,696 \text{ MPa} > 0,025f_c 28 = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_h = 0,0025(b \times S) = 5,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5T12/ml** de hauteur ($A_s=5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **20cm**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,28 \text{ cm} \geq 0,028 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.6 Disposition des armatures :

VII.6.1 Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

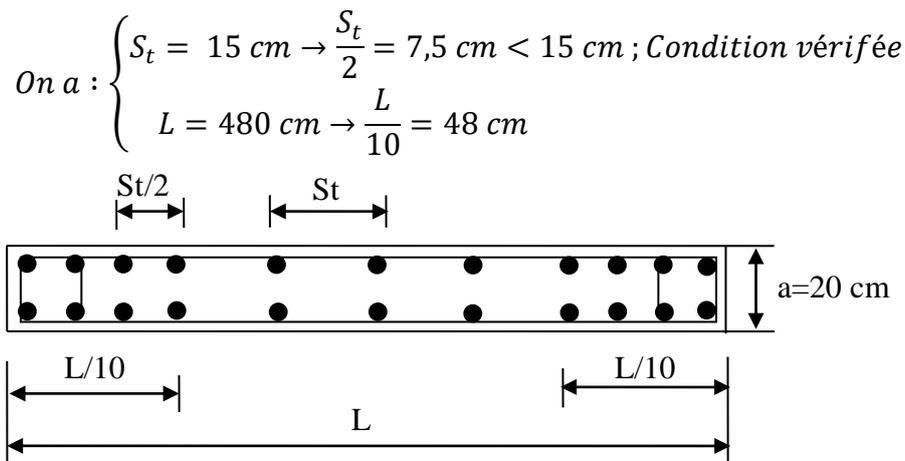


Figure.VII.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.6.2 Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ ;
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur : $S_t \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$;
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.6.3 Armatures transversales :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ;
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

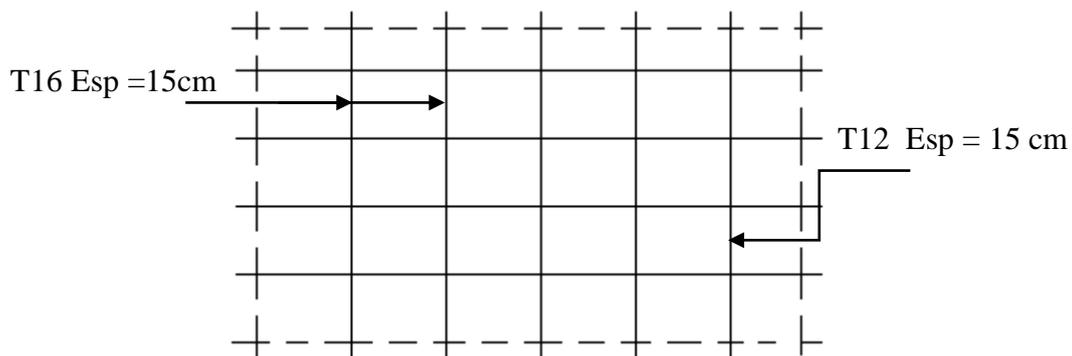


Figure.VII .3 : La disposition du ferrailage du voile.

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VIII: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l' E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l' E.L.U $N_u = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à formée un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ❖ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ❖ Eviter les tassements différentiels.

VIII.2 Le radier:

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Calcul du radier:

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.2.1 Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure GT : la charge permanente totale.

QT : la charge d'exploitation totale.

Combinaison d'actions : FICHER ETABS

$$\text{E.L.U : } N_U = 1,35 G_T + 1,5 Q_T = 6404,58\text{t.}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 4673,93\text{t.}$$

Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$N = N_{\text{ser}} = 4673,93\text{t}$$

$$S \geq N / \sigma_{\text{sol}} = 4673,93 / 15 = 311,59\text{m}^2.$$

On prend un débord de 50 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 597\text{m}^2$.

VIII.2.2. Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition:

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime : } V_u = Q.L/2$$

$$L : \text{Longueur maximal d'une bande 1m ; } L = 4,80\text{m}$$

$$Q_u = N_u / S = 6404,58 / 597 = 10,72 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Par ml: } Q_u = 10,72 \text{ ml} = 10,72 \text{ t/ml.}$$

$$V_u = 10,72 \times 4,80 / 2 = 25,73 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{25,73 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,17\text{m}$$

2^{ème} condition:

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 480\text{cm}$$

$$19,2 \leq d \leq 24 \text{ cm}$$

$$h \geq d + c = 20 + 5 = 25\text{cm} ; \text{ on prend : } h = 35\text{cm} ; d = 30\text{cm}$$

VII.2.3 Détermination de la hauteur de la poutre libage:

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 53.33 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

On prend : $d=72 \text{ cm}$; $h = 75 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$.

VII.2.4.Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,35 \times 597 + 0,75 \times 0,40 \times 349,25] = 784,31 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 784,31 + 4673,93 = 5458,24 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{5458,28}{597} = 9,14 \text{ t/m}^2 < 10 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,75)^3 / 12 = 0,014 \text{ cm}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,40 \text{ m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,014}{500 \times 0,40}} = 5,47 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,80 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 8,60 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

VIII.2.5. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{raid}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{max}} = N_{\text{ser}} / S_{\text{rad}} = 9,82 \text{ t / m}^2$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 9,14 - 0,875 = 8,287 \text{ t/m}^2.$$

Q : c'est la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier.

VIII.2.6. Ferrailage du radier :

VIII.2.6.1. Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{er} cas :

- Si $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par : $M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$; $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

Moment en travée :

$M_t = 0,85M_o$panneau de rive.

$M_t = 0,75M_o$panneau intermédiaire.

Moment sur appuis :

$M_a = 0,2M_o$appuis de rive.

$M_a = 0,5M_o$appuis intermédiaire.

2^{ème} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

1) Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 3.15/4.80 = 0.65 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens. $\beta=0.696$

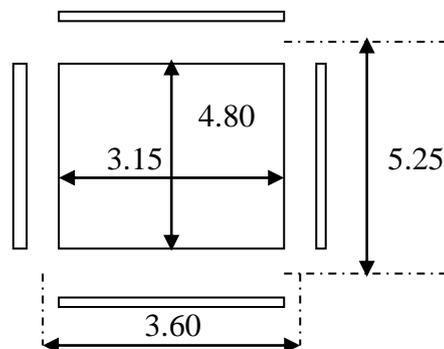
$$r = 1.52 \Rightarrow \mu_x = 0,0732; \quad \mu_y = 0,0317$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0732 \times 8.28 \times (3.15)^2 = 6.01 \text{t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,0317 \times 6.01 = 0.19 \text{t.m}$$



En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 6.01 = 7.73 \text{t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.73 \times 10^4}{100(31.5)^2 \times 14,17} = 0.055 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,07$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 30,60 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{7,73 \times 10^4}{30,60 \times 348} = 7,25 \text{ cm}^2.$$

On adopte **7T14/ml** , **A = 10,78 cm²/ml** , **S_t = 15cm**

Sens y :

$$M_{ty} = 0,85 \times 0,19 = 0,16 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0011; \alpha = 0,0773; z = 31,48 \text{ cm}$$

$$A = 0,14 \text{ cm}^2 .$$

On adopte **5T12 / ml** , **A = 5,66 cm²/ml** , **S_t = 20 cm**

Sur appuis :

Sens x,y:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,4 M_{ox} = 0,4 \times 6,01 = 2,40 \text{ m}$$

$$\mu = 0,017; \alpha = 0,021 ; z = 31,23 \text{ cm}$$

$$A = 2,17 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T12 / ml** , **A = 5,66 cm²/ml** , **S_t = 20cm** les deux sens

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VIII.2.6.4. Ferrailage des poutres libages :

Le rapport $\alpha = L_x / L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens Longitudinal (x) :

$$L_{\max} = 4,80 \text{ m}$$

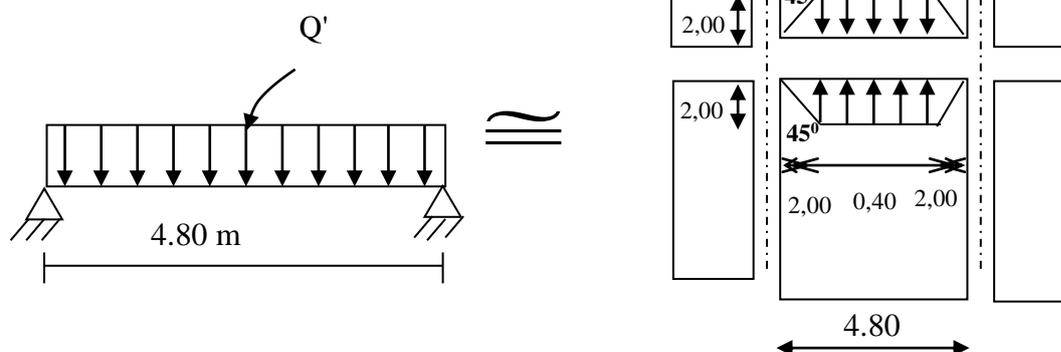


Figure VIII.1 : Répartition des charges sur les poutres selon

Les lignes de rupture.

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 3.15m$; $Ly_1 = 4.80m$

$$Lx_2 = 3.15m; \quad Q = 8.28 \text{ t/m}^2$$

Donc :

$$Q' = \frac{8.28}{2} \left[\left(1 - \frac{3.15^2}{3 \times 4.80^2} \right) \cdot 3.15 + \left(1 - \frac{3.15^2}{3 \times 4.80^2} \right) \cdot 3.15 \right] = 22.34 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{22.34 \times 4.80^2}{8} = 64.33 \text{ t.m}$$

a.1. Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 64.33 = 54.68 \text{ t.m}, \quad b = 40 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 . \sigma_{bc}} = \frac{54.68 \times 10^4}{40 \times (63)^2 \times 14,17} = 0,243 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,353$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 54.08 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z . \sigma_s} = \frac{54.68 \times 10^4}{54.08 \times 348} = 29.05 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T20 ; A = 33.19 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4T16 \end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 64.33 = 32.16 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,143 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,193, \quad z = 58.11 \text{ cm}^2, \quad A_s = 15.90 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20) Fil + (2T20) chap ; A = 18.86 cm².

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \cdot 64,33 = 12,86 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0571 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,073; z = 61,14; A_s = 6,04 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T16) A = 8,04 cm².**

b) Sens transversal(y) :

$$L_{\max} = 3,15 \text{ m.}$$

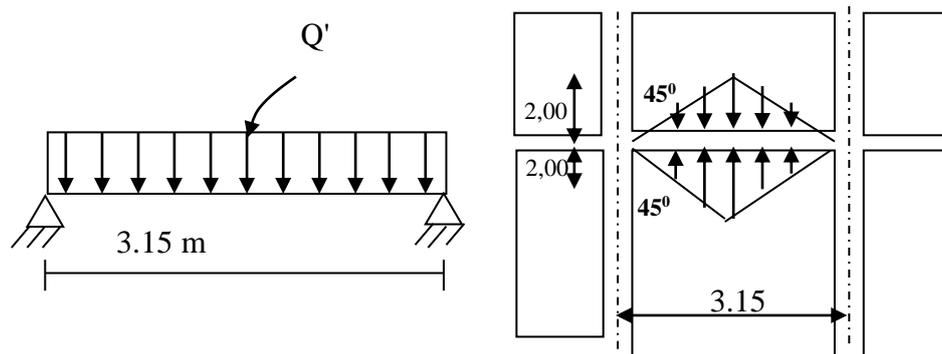
$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que $Q = 8,28 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 4,80$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 8,28 \times 4,80 = 26,50 \text{ t/m}$$

$$M_o = Q' L^2 / 8 = 26,50 \times (3,15)^2 / 8 = 32,86 \text{ t.m}$$



**Figure VIII.2 : Répartition des charges sur les poutres selon
Les lignes de rupture.**

b.1. Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 32,86 = 27,93 \text{ t.m, } b = 40 \text{ cm, } h = 70 \text{ cm, } d = 0,9 \cdot h = 63 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{27,93 \times 10^4}{40 \times (63)^2 \times 14,17} = 0,124 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,166$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 58,81 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{27.93 \cdot 10^4}{58.81 \cdot 348} = 13.64 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T14 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T14 ; A = 18.48 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4T14 \end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,5 \times 32.86 = 16.43 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,073 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,0948, z = 60.60 \text{ cm}^2, A_s = 7.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte (4T14) Fil+(2T14) chap ; } A = 9.24 \text{ cm}^2.$$

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \times 32.86 = 6.57 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,029 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,037; z = 62.05; A_s = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : (4T14); } A = 6.16 \text{ cm}^2.$$

VIII.2.6.5. Armatures de peau :

Puisque $h > 60 \text{ cm}$ il est obligatoire d'ajouter les armatures de peau soit 4T12;
 $A = 4,52 \text{ cm}^2.$

Armatures transversales :

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(22,86; 12; 40) = 12 \text{ mm}$
 on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement : $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_t\right) = \min(20, 14, 4) = 14,4 \text{ cm}$
 on prend $S_t = 15 \text{ cm}.$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{40 \times (0,96 - 0,3 \times 2,1) \cdot 15}{0,8 \times 3,14} = 78.82 \text{ MPa}.$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2.$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,48; 0,4 \text{ MPa}) = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{40 \times 15} = 2,09 > 0,48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

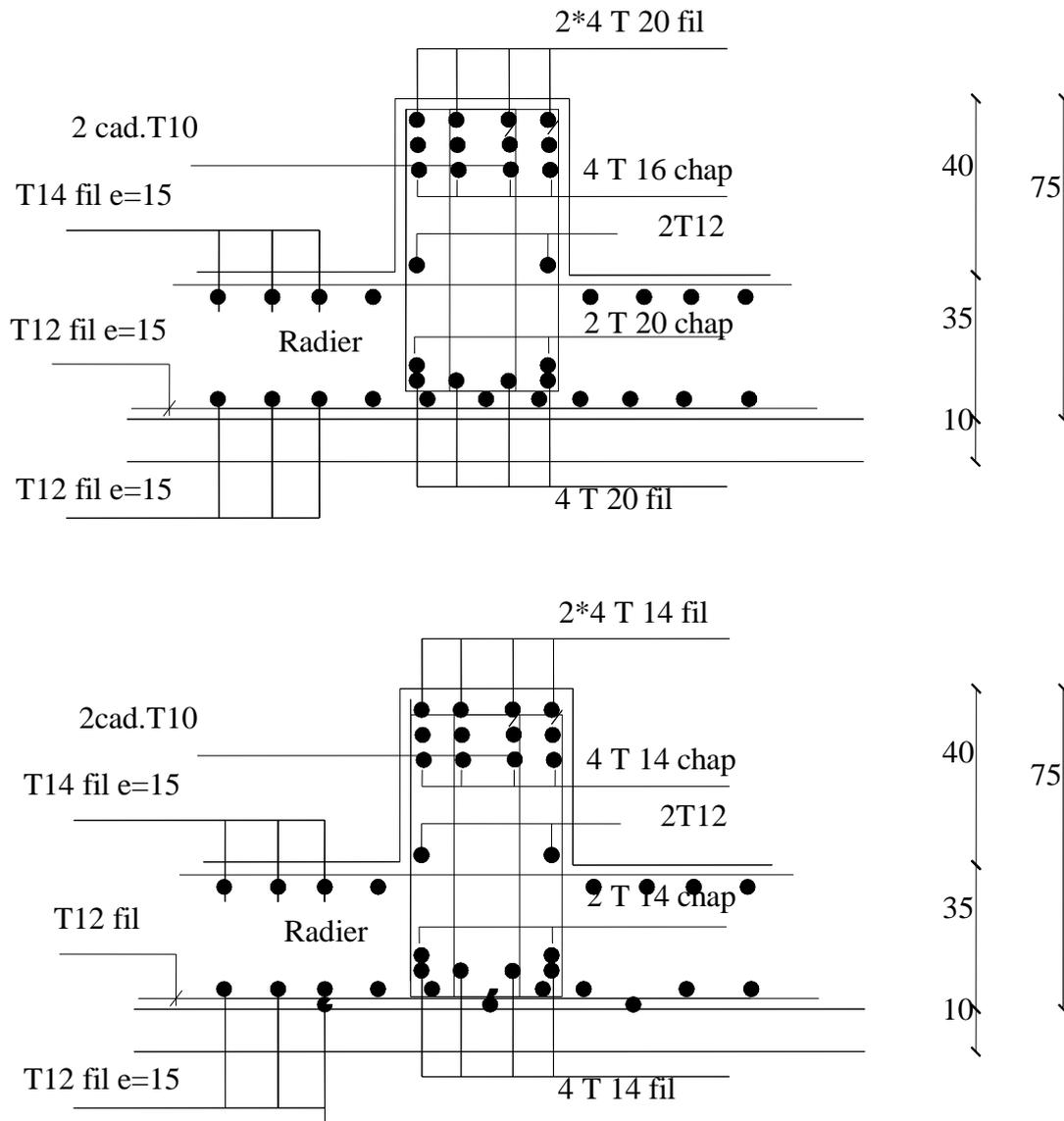


Figure VIII.3 : Ferrailage de la poutre libage+radier
(sens longitudinal et transversal)

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation.

Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que :

RPA (99/version 2003); BAEL 91; la pratique des logiciels Comme : ETABS, AutoCAD ... etc.).

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et notions qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Bibliographie

Bibliographie

Livres et règlements :

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version (2003).
-  DTU BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées (1999).
-  Document technique réglementaire : DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation (1988).

Mémoire :

-  Eude d'un bâtiment (R+7) a usage d'habitation situé à Tiaret
-  Etude d'un bâtiment (R+8) a usage multiple

Cours :

-  Polycopié, Béton armé (Mr : MIMOUNI MOHAMED) 1^{er} Année Master (2017-2018), Université de Tiaret.

Logiciels :

-  Logiciel d'analyse des structures ETABS Version 9.7.4.
-  Autodesk AutoCAD 2018
-  SOCOTEC
-  EXCEL
-  WORD