

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



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 :

BOUALEM Zakaria

&

BOURAHYA Abdelkader

Sujet du mémoire

Etude d'un bâtiment en (R+7) à usage multiple

Soutenu publiquement le 21/06/2023 devant le jury composé de :

Mr : CHIKH Abdelbaki
Mr : BOUAKKAZ Khaled
Mr : BOUZID Haytham
Mr : BELMAHI Samir
Mr : KHILOUN Mokhtar

Président
Encadreur
Co-Encadreur
Examineur
Examineur

PROMOTION: 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

*Tout d'abord nous remercions avant tout, **Allah** le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif.*

*En guise de remerciements, nous tenons à témoigner nos sincères reconnaissances à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail, particulièrement **Mr : BOUAKKAZ KHALED** pour ses conseils et son aide.*

*Toute notre gratitude au **Mr : BOUZID HAYTHAM**, notre encadrant, pour la qualité de ses enseignements, ses conseils, sa disponibilité pour le bon déroulement de notre projet de fin d'études et à l'aboutissement de ce modeste travail*

Dans l'impossibilité de citer tous les noms, nos sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire fin d'études.

En fin, nous n'oserons oublier de remercier tout le corps professoral du département de Génie Civil, pour le travail énorme qu'il effectue pour nous créer les conditions les plus favorables pour le déroulement de nos études formation.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A Mon très cher père, Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le respect que j'ai toujours pour toi. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite.

A ma tendre mère, tu représentes pour moi la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études.

Que dieu le tout puissant vous préserve, vous accorde santé et vous protège de tout mal.

A mes frères et sœurs, ma chère famille je vous souhaite tous le bonheur, santé et prospérité. Je vous aime.

A vous mes très chers(e) amis, merci pour les bons moments qu'on a passés ensemble, et j'espère que notre amitié durera pour toujours.

BOUALEM ZAKARIA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*A Mon très cher **père**, Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le respect que j'ai toujours pour toi. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite.*

*A ma tendre **mère**, tu représentes pour moi la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études.*

Que dieu le tout puissant vous préserve, vous accorde santé et vous protège de tout mal.

A mes frères et sœurs, ma chère famille je vous souhaite tous le bonheur, santé et prospérité. Je vous aime.

A vous mes très chers(e) amis, merci pour les bons moments qu'on a passés ensemble, et j'espère que notre amitié durera pour toujours.

BOURAHYA ABD EL KADER

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus (07) étages à usage multiple, situé à la wilaya de TIARET. Cette région est classée en zone sismique (I) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, ascenseur, et dalle pleine).

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

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

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لبناية تتكون من طابق ارضي زائد 7 طوابق للاستعمال السكني بولاية تيارت المصنفة ضمن المنطقة الزلائية رقم (I) حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

نستعمل في هذه الدراسة قوانين الخرسانة المسلحة (BAEL91 modifié99 RPA99V2003) ،

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء وهم:

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض ا لخصائص

المواد وحمولة كل عنصر

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع والأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة والأساسات).

الكلمات المفتاحية: المسلحة الخرسانة، العمارة، ETABS ، 99 BAEL91modifié ،

RPA99V2003

Abstract

This project presents a detailed study of building, consists of ground floor addition (07) floors, located in the wilaya of TIRET This region is classified as seismic zone (I) according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete, ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Sommaire

Chapitre I : présentation de l'ouvrage :

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques géométriques	2
Tableau I.1. Caractéristiques géométriques.	3
I.4. Conception de la structure	3
I.4.1. Ossature de l'ouvrage	3
I.4.2. Plancher	3
Figure I.1 Plancher à corps creux.	3
Figure I.2 Plancher à dalle pleine.	4
I.4.3. Escalier	4
I.4.4. Maçonnerie	4
I.4.5. Revêtement	4
I.4.6. Acrotère	4
I.4.7. Gaine d'ascenseur	5
I.4.8. Fondation	5
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
I.5.1. Le Béton	5
I.6. Dosage et composition du béton	5
Tableau I.2. Dosage et composition du béton.	5
I.7. Résistances mécaniques du béton	6
I.7.1. Résistance à la compression (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])	6
I.7.2 Résistance à la traction (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])	6
I.8. Déformation et contraintes de calcul	6
I.8.1 Etat limite de résistance (BAEL 91 [ART 4.3.41])	6
Figure I.5 Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.	6
Figure I.6 Diagrammes déformations –contraintes de béton.	7
I.8.2. Contrainte admissible de cisaillement (BAEL 91 [ART 5.1.211])	7
I.8.3. Modules de déformation longitudinale du béton	8
I.8.4. Coefficient de poisson (BAEL 91 [ART 2.1.3])	8
I.9. Les Aciers :	8
Tableau I.3. Caractéristiques des aciers utilisés.	8
I.9.1. Diagramme déformation	9
Figure I.7. Diagramme déformations	9
I.9.2. Contraintes limites de traction des armatures (BAEL 91 [ART A.4.5.33. P32.P33])	9
I.9.3. Etats limites	10
I.9.3.1. E.L.U.R	10

I.9.3.1.1. Hypothèses de calcul (BAEL 91mod99, [ART A.4.3.2. P23]).....	11
I.9.3.1.2. Règles des trois pivots	11
Tableau I.4 Règle des trois pivots	11
Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	11
I.9.3.2.E.L.S	12
I.9.3.2.1. Hypothèses de calcul.....	12
I.9.3.2.2. Méthodes de calcul.....	12
I.9.3.2.3. Hypothèse de calcul	13
I.9.3.2.4. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	13

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments :

II.1 Introduction :	16
II.2.2. Planchers à corps creux	16
Figure II.2 Dalle à corps creux.....	16
II.3.1.2. Plancher Etage Courant	18
II.3.2 Charge D'exploitation	18
II.3.3. Maçonnerie	18
II.4. Prédimensionnement Des Poutres	19
II.4.3. Poutres principales	20
II.4.4. Conclusion	20
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	20
Tableau II .1. Calcul de l'effort normal.....	24
II.5.1. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003).....	25
II.5.2. Prédimensionnement des poteaux de type2.....	25
II.5.3. Conclusion	26
II.6. Les poutrelles	26
Figure II.5 Dimensions de la nervure.....	26
Figure II.6 Coupe de voile en élévation	27

Chapitre III: Etude des éléments non structureaux :

III.1. Acrotère	30
III.1.1. Introduction	30
III.1.2. Dimensions de l'acrotère.....	30
Figure III.1 Schéma statique de l'acrotère	30
III.1.2.1. Calcul des efforts	30
III.1.3. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :	32
III.1.4. Calcul du ferrailage (E.L.U).....	33
III.1.4.1. Vérification de l'existence des armatures comprimée	33
III.1.4.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire	33
III.1.5. Vérification a l'E.L. S	34

III.1.5.1. Vérification des contraintes (E.L.S.)	34
III.1.5.3. Détermination des contraintes dans l'acier tendu	34
Figure III.2 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	35
III.2. Ascenseur	35
III.2.1. Introduction	35
III.2.2. Etude de l'ascenseur	36
Tableau III.5: Résumé les moments isostatiques des rectangles.....	40
III.3.3. Calcul du ferrailage de la dalle	41
Tableau III.6 Résumé les moments isostatiques des rectangles.....	45
Figure III.11 : Ferrailage d'ascenseur. Figure III.12 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.	49
III.3. Balcon :.....	49
III.3.1. Introduction :	49
Figure I.3 : Schéma représentatif de balcon	50
III.2.1. Descente des charges :	50
Tableau III.1 : Descente de charge (Balcon).....	50
III.2.2. Ferrailage (E.L.U) :	51
Figure III.4 : Schémas statique du balcon	51
III.2.3. Vérification :	51
Figure III. 5. Ferrailage de balcon.....	53
III.4. ÉTUDE DES ESCALIERS :	53
III.4.1. INTRODUCTION :	53
III.4.2. PREDIMENSIONNEMENT :	54
Figure III.6 : Différentes élément d'un escalier.	54
Figure III.6 : schéma statique d'escalier	55
III.2.2.1. Inclinaison de la paillasse :	55
III.2.2.2. Épaisseur de la paillasse	55
III.2.2.3. Épaisseur du palier :	55
III.2.2.4. Évaluation des charges et des surcharges :	56
Tableau III.1 : Descente des charges de la volée.	56
III.2.2.5. Calcul du moment maximal en travée et efforts tranchants à l'E.L.U :	57
Figure III.8 : Diagramme des Moment fléchissant.....	57
Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	58
III.2.2.5. Ferrailage de l'escalier :	58
Tableau III.3 : Ferrailage de l'escalier	58
III.2.2.6. Les vérifications :	59
III.2.5. Vérification des contraintes à l'E.L. S :	59
Figure III.9 : Diagramme des Moment fléchissant à l'ELS.....	59
III.2.5. 1.Vérification de La flèche : (selon le B.A.E.L 91).....	60
III.2.6. Etude de La poutre palière :	60
Tableau III.4 : Ferrailage de la poutre palière	61
III.2.6.1. Vérifications :	61
III.3. Armatures transversales : At :	62
Figure III.10. : ferrailage de L'escalier	64

Chapitre IV : Etude des planchers :

IV.1. Introduction :	67
IV.2. Dimensionnement des poutrelles :	67
Figure IV.1 Plancher à corps creux	67
IV.3. Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :	67
IV.4. Méthode de calcul des poutrelles :	68
IV.4.1. Planchers étages courant :	68
IV.4.2. Méthode forfaitaire	68
IV.4.3. Les valeurs des moments aux appuis :	69
IV.4.4. Plancher terrasse :	69
IV.4.5. Calcul des poutrelles :	70
IV.4.5.1. Etude des poutrelles planchers étages courants :	70
IV.4.6. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :	71
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus au plancher RDC	73
Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus au plancher étage	77
IV.4.7. Poutrelles plancher terrasse	78
IV.4.7. 2. Vérification des contraintes à l'E.L. S :	80
IV.4.7. 3. Calcul des contraintes :	80
IV.4.8.1. Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L. U) :	84
IV.4.8.2. Vérification des contraintes à l'E.L. S :	85
IV.4.9. Poutrelles plancher RDC :	88
IV.4.8.3. Poutrelles planchers étages :	93
IV.4.9. Ferrailage de la dalle de compression ::	98
Figure IV.2 Ferrailage de la dalle de compression	98
Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles	99

CHAPITRE V : Etude sismique :

V.1 Etudes sismique	101
V.2 Introduction :	101
V.3. Méthode de calcul :	101
V.4 Méthode d'analyse modale spectrale :	101
V.4.1 Principe de la méthode :	101
V.4.2 Spectre de réponse de calcul :	102
V.4.3 Nombre de mode à considérer :	102
V.5. Calcul de l'effort sismique à la base :	102
V.5.1. Calcul de la force sismique totale :	102
Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone	103
Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité	103
Tableau V.3 : Coefficient de pondération	104
Figure V.1 : Modélisation 3-D du bâtiment	105
Figure V.2 : Disposition des voiles	106

Figure V.3 : analyse de la structure dans les 3 modes	107
V.5.2. Détermination des poids (Wt) de la structure :	107
Tableau V.4 : Pourcentage d'amortissement critique	108
Tableau V.5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	109
Tableau V.6 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.	111
V.7. Justification Vis A Vis De l'effet P- δ :	111
Tableau V.7 : Vérification de l'effet P- Δ	112
V.8. Conclusion	113

CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux :

VI.1. Ferrailage des poteaux :	115
VI.1.1. Méthode de calcul :	115
VI.1.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :	115
Tableau VI.1 : les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) :	116
Tableau VI.2 : Les sollicitations défavorables du 1er genre et du 2eme genre	116
VI.1.3. Exemple de calcul :	116
Tableau VI.3. : Les sections retenues des poteaux	119
VI.1.4. Les vérifications :	119
Figure VI.1 : Ferrailage des poteaux	121
VI.2 Ferrailage des poutres :	121
VI.2.1. Méthode de calcul :	122
VI.2.2. Sens longitudinal : « poutre secondaire » :	122
VI.2.3. Sens transversal : « poutre principale » :	123
Tableau VI.5 : les sections min et max des poutres principales.	123
VI.2.4. Exemple de calcul :	123
Tableau VI.7 : ferrailage en traves du plancher TERASSE	124
VI.2.5. Les vérifications :	124
Tableau VI.8 : Ferrailage des poutres principale de rive	128
Tableau VI.9 : Ferrailage des poutres principale de rive	128
Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres principale de rive	129
Tableau VI.11 : Ferrailage des poutres principale de rive	129
Figure VI.2. Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires	130
VI.3. Ferrailage des voiles :	131
VI.3.1. Introduction :	131
VI.3.2. Conception :	131
VI.3.3. Calcul :	131
VI.3.4. Principe de calcul :	131
VI.3.5. La méthode de calcul :	132
VI.3.6. Les armatures verticales :	133
VI.3.7. Armatures horizontales :	133
VI.3.8. Armatures transversales :	133
VI.4.2. Armatures horizontales :	136

VII.4.3. Armatures transversales :	136
Figure VI.3. Vue de face de voile	136
VII.4.4. Vérification	137
VII.4.5. Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile (L ELU):.....	137
Figure VI.5 : Disposition des armatures des Voiles	140

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure :

VII.1. Introduction :	142
VII.2. Choix du type des fondations :	142
VII.2.1. Définition : Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant	
Figure VII.1. Radier général	142
VII.2.2. Calcul du radier : Un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions	
VII.2.3. Pré dimensionnement du radier :	143
VII.2.4. Caractéristiques géotechniques du sol :	143
VII.2.5. Surface minimale du radier :	143
VII.2.6. Dimensionnement la hauteur de la poutre de libage :	144
VII.2.8. La longueur élastique :	144
VII.2.9. Évaluation des charges pour le calcul du radier :	
VII.2.10. Ferrailage du radier :	145
VII.2.11. Exemple de calcul :	145
VII.2.12. Ferrailage de poutre libage :	146
Figure VII.2. Ligne de Rupture d'un panneau	147
VII.2.13. Calcul de la charge Q :	147
VII.2.14. Exemple de calcul :	147
VII.2.15. Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture :	147
Figure VII.3. Ferrailage du radier	150
Figure VI.4. Ferrailage de poutre libage sens principale	151
Figure VI.5. Ferrailage de poutre libage sens secondaire	151

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de l'ouvrage :

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques.	3
Tableau I.2. Dosage et composition du béton.	5
Tableau I.3. Caractéristiques des aciers utilisés.	8
Tableau I.4 Règle des trois pivots	11

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments :

Tableau II .1. Calcul de l'effort normal	24
--	----

Chapitre III: Etude des éléments non structureaux :

Tableau III.5: Résumé les moments isostatiques des rectangles.....	40
Tableau III.6 Résumé les moments isostatiques des rectangles.....	45
Tableau III.1 : Descente de charge (Balcon).....	50
Tableau III.1 : Descente des charges de la volée.	56
Tableau III.3 : Ferrailage de l'escalier	58
Tableau III.4 : Ferrailage de la poutre palière	61

Chapitre IV : Etude des planchers :

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus au plancher RDC.....	73
Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus au plancher étage	77
Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles	99

CHAPITRE V : Etude sismique :

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone.....	103
Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité	103
Tableau V.3 : Coefficient de pondération.....	104
Tableau V.4 : Pourcentage d'amortissement critique	108
Tableau V.5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	109
Tableau V.6 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.	111
Tableau V.7 : Vérification de l'effet P- Δ	112

CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux :

TableauVI.1 : les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) :	116
Tableau VI.2 : Les sollicitations défavorables du 1er genre et du 2eme genre	116
Tableau VI.3. : Les sections retenues des poteaux	119
TableauVI.5 : les sections min et max des poutres principales.	123
Tableau VI.7 : ferrailage en traves du plancher TERASSE	124
Tableau VI.8 : Ferrailage des poutres principale de rive	128
Tableau VI.9 : Ferrailage des poutres principale de rive	128
Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres principale de rive	129
Tableau VI.11 : Ferrailage des poutres principale de rive	129

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage :

Figure I.1 Plancher à corps creux.....	3
Figure I.2 Plancher à dalle pleine.....	4
Figure I.5 Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	6
Figure I.6 Diagrammes déformations –contraintes de béton.....	7
Figure I.7. Diagramme déformations .	9
Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	11

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments :

Figure II.2 Dalle à corps creux. 16	
Figure II.5 Dimensions de la nervure.....	26
Figure II.6 Coupe de voile en élévation	27

Chapitre III: Etude des éléments non structureaux :

Figure III.1 Schéma statique de l'acrotère.....	30
Figure III.2 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	35
Figure III.11 : Ferrailage d'ascenseur. Figure III.12 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	49
Figure I.3 : Schéma représentatif de balcon	50
Figure III.4 : Schémas statique du balcon	51
Figure III. 5. Ferrailage de balcon.....	53
Figure III.6 : Différentes élément d'un escalier.....	54
Figure III.6 : schéma statique d'escalier	55
Figure III.8 : Diagramme des Moment fléchissant.....	57
Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	58
Figure III.9 : Diagramme des Moment fléchissant à l'ELS.....	59
Figure III.10. : ferrailage de L'escalier	64

Chapitre IV : Etude des planchers :

Figure IV.1 Plancher à corps creux.....	67
Figure IV.2 Ferrailage de la dalle de compression.....	98

CHAPITRE V : Etude sismique :

Figure V.1 : Modélisation 3-D du bâtiment.....	105
Figure V.2 : Disposition des voiles.....	106
Figure V.3 : analyse de la structure dans les 3 modes	107

CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux :

Figure VI.1 : Ferrailage des poteaux	121
Figure VI.2. Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires	130
Figure VI.3. Vue de face de voile	136
Figure VI.5 : Disposition des armatures des Voiles	140

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure :

Figure VII.1. Radier général	142
Figure VII.2. Ligne de Rupture d'un panneau.....	147
Figure VII.3. Ferrailage du radier.....	150
Figure VI.4. Ferrailage de poutre libage sens principale.....	151
Figure VI.5. Ferrailage de poutre libage sens secondaire.....	151

Introduction Générale

Introduction :

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

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Notre Projet du mémoire de Fin d'Étude consiste à l'étude d'un bâtiment en R+7 à usage multiple. Le rez-de-chaussée est à usage commercial et les sept étages restants sont à usage d'habitation, La structure du bâtiment est contreventée par un système mixte (murs voiles et portiques).

Les éléments structuraux du bâtiment sont dimensionnés et ferrailés afin de résister aux diverses sollicitations (statiques et dynamiques) exercées sur eux, tout en tenant compte du côté économique.

Le présent mémoire est structuré comme suit :

- Étude des charges et du pré dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et murs voiles) ;
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcons, escaliers et cage d'ascenseur) ;
- Étude de la rigidité, de la résistance face au séisme ;
- Calcul des éléments structuraux ;
- Étude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, que ce soit dans l'aspect architectural, les matériaux utilisés ainsi que les techniques et les règlements, L'ingénieur doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments et obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent. L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment à étudier. Concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et la propriété des matériaux. La structure, ou ossature est le squelette d'un bâtiment, qui va supporter les efforts dus aux poids de la structure elle-même, les charges d'exploitations (poids des personnes, et les équipements,) et les charge dus au séisme.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+7 dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques). Après une descente des charges et un prédimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations. Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul ETABS pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91/99 et leRPA99/version2003.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié, consiste à faire l'étude d'un bâtiment (R+7) usage multiple à savoir (commerce et d'habitation)

Cette construction est implantée dans la wilaya de Tiaret, classé en Zone 1 suivant la classification sismique (faible sismicité).

I.3. Caractéristiques géométriques :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est de forme rectangulaire régulière en plan, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant :

Dimensions	(M)
Dimension en plan	11,50×26,20
Hauteur totale (avec l'acrotère)	27,95
Hauteur du RDC	3,23
Hauteur des étages courants	3,03

Tableau I-1-Caractéristiques géométriques.

I.4. Conception de la structure :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2. Plancher :

Nous avons opté pour deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour les étages courants
- Plancher à dalle pleine pour les balcons

- **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm

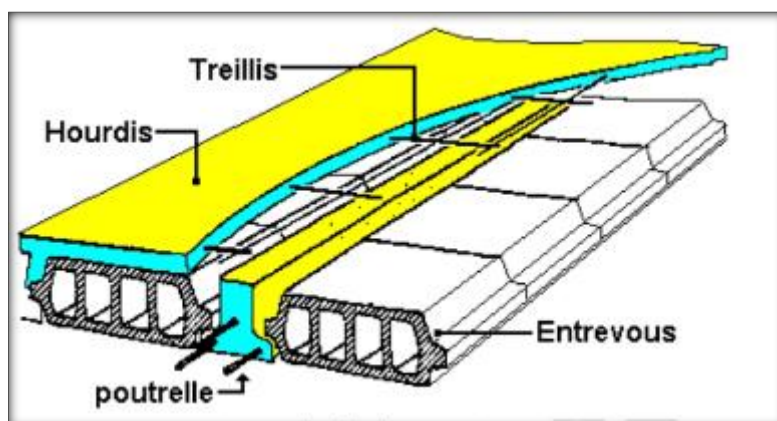


Figure I-1 : Plancher à corps creux.

- **Planchers dalle pleine :**

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est en général = au 25ème de la portée.

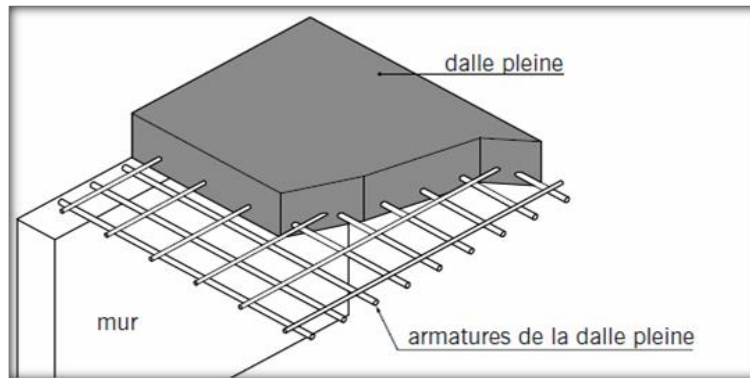


Figure I-2 : Plancher à dalle pleine.

I.4.3. Escalier :

Le bâtiment comporte un seul type des escaliers

1.4.4. Maçonnerie :

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

- Mur extérieur (double paroi) : Réalisés en doubles cloisons en brique creuse de 15 et 10 cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5 cm.
- Mur intérieur (simple paroi) : seront réalisés en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur, ayant comme principale fonction la séparation des espaces et leurs assurer une isolation acoustique.

I.4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.6. Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.7. Gaine d'ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.8. Fondation :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuses, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.2 bars.

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturel, en tenant compte en plus de double sous-sol projeté.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

I.5.1. 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.

I.6. Dosage et composition du béton :

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, le composition moyenne pour 1m de béton est la suivante :

Composants	Gravies 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tableau I-2- Dosage et composition du béton.

I.7. Résistances mécaniques du béton :

I.7.1. Résistance à la compression : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])

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

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- Pour : 28 jours < j < 60 jours : $f_{cj} = f_{c28}$

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

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

I.7.2 Résistance à la traction : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

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

I.8. Déformation et contraintes de calcul :

I.8.1 Etat limite de résistance : (BAEL 91 [ART 4.3.41])

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.

a- Diagramme parabole – rectangle :

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

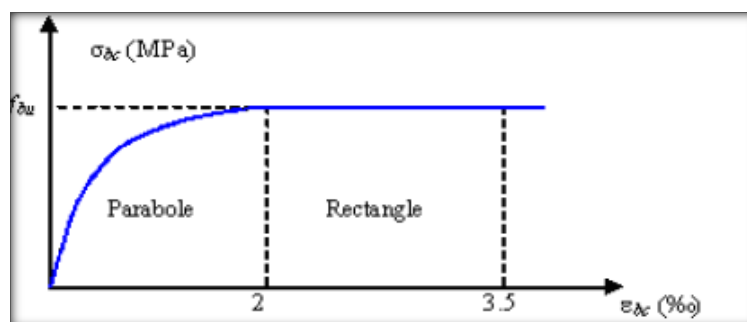


Figure I.5 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale

$\gamma_b = 1,15$ cas de 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 les essais sur éprouvettes.

b- Diagramme rectangulaire : (BAEL 91 [ART 4.3.42])

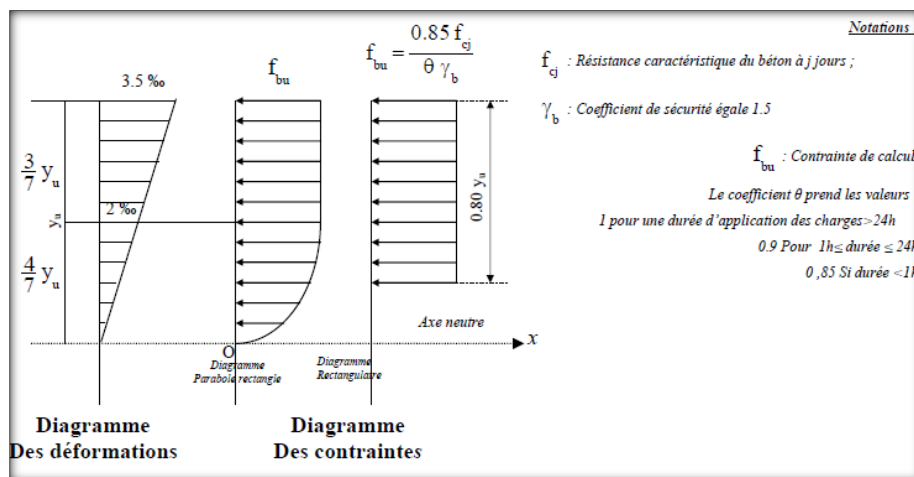


Figure I-6- Diagrammes déformations –contraintes de béton.

I.8.2-Contrainte admissible de cisaillement : (BAEL 91 [ART 5.1.211])

$\tau_u=3.33 [MPa]$: Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\tau_u = \min(0.2f_{cj} / \gamma_b, 5MPa)$$

$\tau_u=2,5 [MPa]$: Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\tau_u = \min(0.15f_{cj} / \gamma_b, 4MPa)$$

I.8.3. Modules de déformation longitudinale du béton :

- Module de déformation instantanée :(BAEL 91[ART 2.1.1.2])

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

$$E_{ij}= 11000(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28}= 25 \text{ MPa} ; E_{i28}= 32164,2 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation différée :(BAEL 91 [ART 2.1.2.2])

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28}= 25 \text{ MPa}; E_{i28}= 10818,9 \text{ MPa.}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.8.4. Coefficient de poisson : (BAEL 91 [ART 2.1.3])

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

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.9.Les Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe[MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 %	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 %	1,3	1

Tableau I-3- Caractéristiques des aciers utilisés.

I.9.1. Diagramme déformation- contrainte de calcul : $\sigma_s = f(\epsilon\%)$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes : $\gamma_s = 1,15$ cas général ; $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles. Pour notre étude, on utilise des aciers F_e E400.

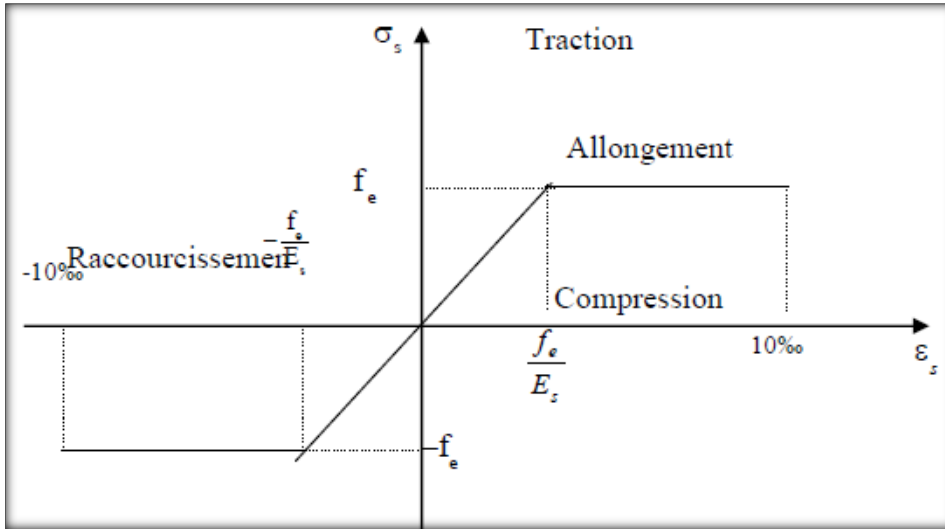


Figure I-7- Diagramme déformations – contraintes.

I.9.2. Contraintes limites de traction des armatures : (BAEL 91 [ART A.4.5.33. P32.P33])

a.1) E.L.U

σ_s : contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

♦ Rond lisse ($f_e = 235$ MPa) $\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$

- ♦ Haute adhérence $(f_e = 400 \text{ MPa})$ $\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$

b.1) E.L.S

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ MPa.}$
- Fissuration très préjudiciable... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.8f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ MPa.}$

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

η : coefficient de fissuration.

-Poids volumique :

- Béton armé..... $\gamma_b=25 \text{ kN/m}^3$.
- Béton non armé..... $\gamma_b=22 \text{ kN/m}^3$.
- Acier..... $\gamma_b =78,5 \text{ kN/m}^3$.

I.9.3. Etats limites :

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.9.3.1. E.L.U.R :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de la forme.

I.9.3.1.1. Hypothèses de calcul : (BAEL 91mod99, [ART A.4.3.2. P23])

- 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 : $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composé. $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple ;
- L'allongement de l'acier est limité à : $\epsilon_{bc} = 10\text{‰}$.

I.9.3.1.2. 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.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ / ₀₀
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ / ₀₀
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ⁰ / ₀₀

Tableau I-4 : Règle des trois pivots

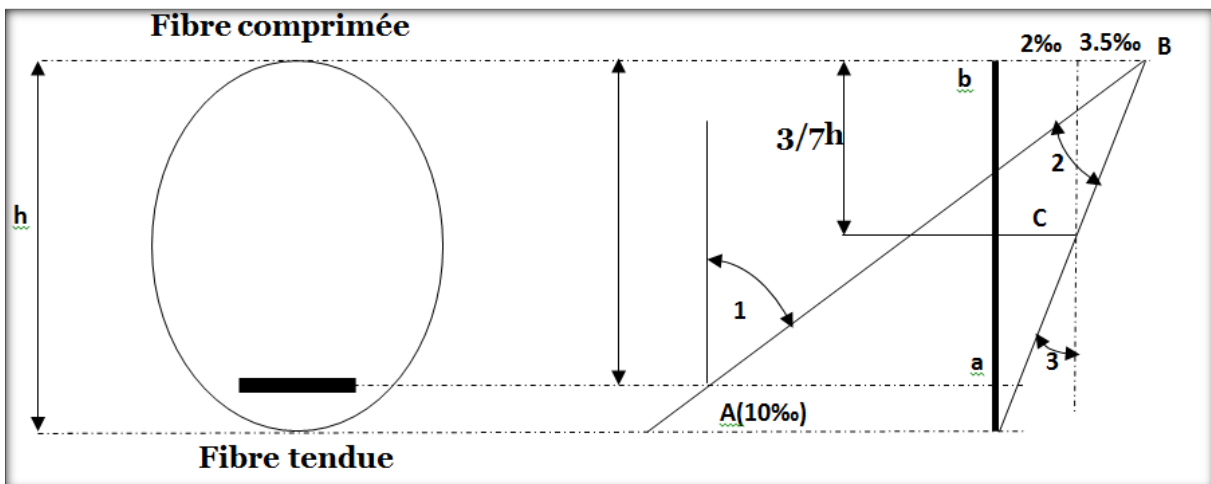


Figure I-8-Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

- Dans le domaine 01 : le diagramme passe par le point A, qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue, supposée concentrée en son centre de gravité.
- Dans le domaine 02 : le diagramme passe par le point B, qui correspond à un raccourcissement de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée.
- Dans le domaine 03 : le diagramme passe par le point C, qui correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton, à une distance de la fibre la plus comprimée égale à 3/7 de la hauteur total h de la section.

I.9.3.2.E.L.S :

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- L'ouverture des fissures ;
- La déformation des éléments porteurs ;
- La Compression dans le béton.

I.9.3.2.1. Hypothèses de calcul :

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation ;
- 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 :

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

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

$$\eta = E_s/E_b = 15 \text{ «coefficient d'équivalence ».}$$

I.9.3.2.2. Méthodes de calcul :

Il y a deux méthodes de calcul retenues par le RPA :

a. Méthode statique équivalente :

Seuls les coefficients D et R (coefficient de comportement) ont été modifiés, et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage.

b. Méthode dynamique modale spectrale :

Introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.

I.9.3.2.3. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28}=25\text{Mpa}$;
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$;
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj}=10818,865\text{Mpa}$;
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij}=32164,195\text{Mpa}$;
- Limite d'élasticité du l'acier : $f_e=400\text{Mpa}$.

I.9.3.2.4. 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 :

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

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement des éléments

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. , pour cela nous évaluons une descente des charges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

II.2 Pré dimensionnement Des Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre structure on a deux types de planchers dalle pleine et corps creux.

- **Condition d'isolation acoustique**

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15cm.

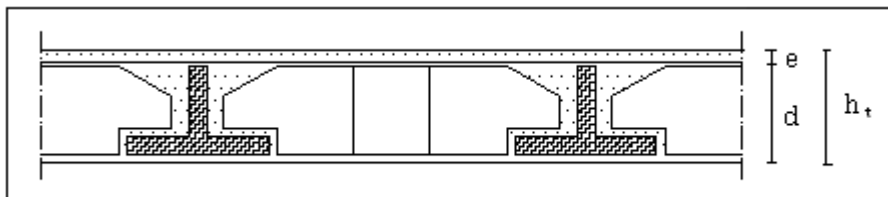
II.2.2. Planchers à corps creux

Figure II.2 : Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Prédimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante : $h \geq$

$$\frac{L}{22,5} \quad \text{Avec :}$$

h : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : la portée maximale de la poutrelle

$$\text{On a : } L = 3,70 \text{ cm} \quad \text{alors } \mathbf{h \geq 16,44}$$

Donc on adopte une épaisseur de : 16cm ; On prend : $h = (16+4) \text{ cm}$

II.3. Evaluation Des Charges

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Charges Permanentes

II.3.1.1 Plancher Terrasse Inaccessible

a- Planchers à corps creux

- 1-Gravillon de protection (roulé) ($e=5\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$) 1kN/m^2
- 2- Etanchéité multicouches (2 cm ; $\rho=6\text{kN/m}^3$). $0,12\text{ kN/m}^2$
- 3-Forme de pente ($e_{\text{moy}}= 8\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$) $1,6\text{kN/m}^2$
- 4-Isolation thermique ($e=4\text{cm}$; $\rho=4\text{kN/m}^3$) $0,16\text{kN/m}^2$
- 5- Dalle à corps creux (16+4) $2,8\text{ kN/m}^2$
- 6-Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$) $0,20\text{kN/m}^2$

$G=5,88\text{ kN/m}^2$

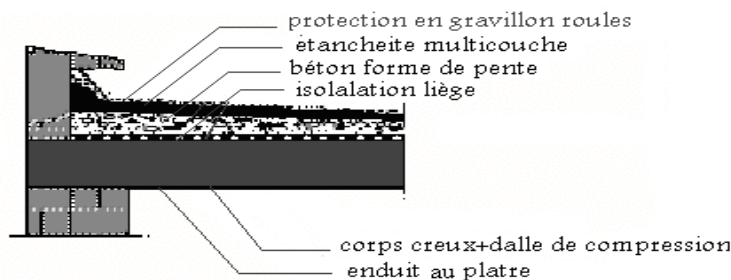


Figure II.3 : Plancher terrasse.

-Planchers à dalle pleine

- 2-carrelage (2 cm ; $\rho=20\text{kN/m}^3$) $0,4\text{ kN/m}^2$
- 3-Lit de sable ($e_{\text{moy}}= 2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$) $0,36\text{kN/m}^2$
- 4-Mortie de pose ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$) $0,4\text{kN/m}^2$
- 5-Dalle pleine ($e=15\text{ cm}$) $3,75\text{ kN/m}^2$
- 6-Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$) $0,36\text{kN/m}^2$

$G=5,27\text{ kN/m}^2$

II.3.1.2. Plancher Etage Courant

a- Planchers à corps creux

1-Carrelage (e=2cm ; $\rho=0,2\text{kN/m}^2$)	0,40kN/m ²
2-Mortier de pose (e=2cm ; $\rho=20\text{kN/m}^3$)	0,40kN/m ²
3-Lit de sable (e=3cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$)	0,54kN/m ²
4-Plancher à corps creux (16 + 4)	2,80 kN/m ²
5-Enduit en plâtre (e=2cm ; $\rho=10\text{kN/m}^3$)	0,20kN/m ²
6-Cloisons de distribution (e=10cm)	1,00kN/m ²

G=5,34kN/m²

II.3.2 Charge D'exploitation

● Escaliers :	Q=2.5 kN/m ²
● balcon acc	Q= 3,5 kN/m ²
● Plancher courant	Q= 1,5 kN/m ²
● Plancher terrasse inaccessible :	Q= 1 kN/m ²
● Plancher RDC (commercial) :	Q= 2,5kN/m ²

II.3.3. Maçonnerie

Murs extérieurs

1-Enduit en ciment (e=2cm ; $\rho=18\text{kN/m}^3$)	0,36kN/m ²
2-Brique creuse (e=15cm)	1,35kN/m ²
3-Lame d'air (e=5cm)	0,00kN/m ²
4-Brique creuse (e=10cm)	0,90kN/m ²
5-Enduit au plâtre (e=2cm ; $\rho=10\text{kN/m}^3$)	0,20kN/m ²

G=2,81kN/m²

Murs intérieurs

1- Enduit en ciment face 1 (e=1.5cm)	0,27kN/m ²
2- Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	0,9kN/m ²
3- Enduit en ciment face 2 (e=1.5cm)	0,27kN/m ²

G=1,44kN/m²

II.4. Prédimensionnement Des Poutres :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1. Prédimensionnement Des Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs prédimensionnements sont basés sur les deux étapes suivantes :

- 1- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques
- 2- Vérification des conditions imposées sur (h,b) selon l'RPA 99 V 2003

Selon les formules empiriques

-la hauteur h de la poutre doit être $L/16 \leq h \leq L/10$

-La largeur b de la poutre doit être $0,3h \leq b \leq 0,6h$

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Selon RPA99V2003

On doit respecter les conditions suivantes :

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

II.4.2. Poutres secondaires : $L_{\max} = 370$ cm

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

$$\left\{ L_{\max} = 370 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 23,125 \text{ cm} \leq h_t \leq 37 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} ; \text{ On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases} \right.$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.4.3. Poutres principales : $L_{\max} = 370$ cm.

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

$$\left\{ L_{\max} = 370 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 23,125 \text{ cm} \leq h_t \leq 37 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} ; \text{ On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

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

II.4.4. Conclusion :

-La section des Poutres principales est :(30x40)

-La section des Poutres secondaires est :(30x35)

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

Les dimensions des poteaux doivent :

- 1- Respecter les critères de résistance.
- 2- Vérifier les conditions de RPA 99.

On a 3 types de coffrage des poteaux rectangulaire :

Type I : RDC au 3^{ème} étage

Type II : du 3^{ème} étage au 5^{ème} étage.

Type III : du 5^{ème} étage au 7^{ème} étage.

a) Détermination de (a) :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \times l_0}{i} \leq 50 ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

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

Donc en remplaçant par la valeur de i :

$$\lambda = \frac{l_f}{0,289a} = \frac{0,7 \times l_0}{0,289a} \leq 50$$

Avec :

λ : Élançement mécanique d'une pièce comprimée.

L_f : Longueur de flambement = 0,7 L0.

L_0 : Hauteur libre de poteau.

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

b) Détermination de (b) :

Selon le BAEL on a :

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

B_r : Section réduite du poteau ; $B_r = (a - 2) (b - 2) [cm]^2$

A_s : Section d'armature longitudinale ; $A_s = 0,7\% B_r$; Parce que Zone I (RPA 7.4.2.1)

γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$.

f_e : nuance de l'acier. $f_e = 400$ MPA.

α : Facteur réducteur de Nu, il est en fonction de λ ;

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35} \right) \right]}$$

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

Application numérique :

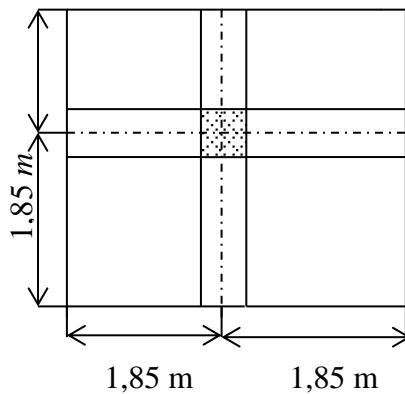


Figure II.4 : La surface afférente du poteau

$$S = 3,70 \times 3,70 = 13,69 \text{ m}^2$$

a) Détermination de « a » :

On doit dimensionnée le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times 3,40}{i} ;$$

On a : $L_0 = 3,23\text{m}$; $L_f = 0,7 \times 3,23 = 226\text{cm}$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{226}{0.289 \times 50} = 15,64 \text{ cm}$$

On prend $a = 45$

b) Détermination de « b » :

Calcul de l'effort normal (Nu) Sollicitant les poteaux :

Niveau	Éléments	G	Surface	G f
0	Plancher terrasse	5,8800	13,6900	80,4972
	Poutre p	3,5000	3,7000	12,9500
	Poutre s	3,0000	3,7000	11,1000
	Escalier	0,0000		0,0000
	Gt			104,5472
	Qt			
1				
	Plancher E C	5,3400	13,6900	73,1046
	Poutre p	3,5000	3,7000	12,9500
	poutre s	3,0000	3,7000	11,1000
	Escalier	0,0000	0,0000	0,0000
	Mur Int	0,0954	7,4000	0,7060
	Poteau	3,0000	3,0600	9,1800
	Gt			107,0406
	Qt			
	Revenant 0-0			104,5472
	Total			211,5878
2				
	Plancher E C	5,3400	13,6900	73,1046
	Poutre p	3,5000	3,7000	12,9500
	Poutre s	3,0000	3,7000	11,1000
	Escalier	0,0000	0,0000	0,0000
	Mur Int	0,0954	7,4000	0,7060

	Poteau	3,0000	3,0600	9,1800
	Gt			107,0406
	Qt			
	Revenant 1-1			211,5878
	Total			318,6283
3				
	Plancher E C	5,3400	13,6900	73,1046
	Poutre p	3,0000	3,7000	11,1000
	Poutre s	3,0000	4,4400	13,3200
	Escalier	0,0000	0,0000	0,0000
	Mur Int	0,0954	7,4000	0,7060
	Poteau	3,0000	3,0600	9,1800
	Gt			107,4106
	Qt			
	Revenant 2-2			318,6283
	Total			426,0389
	4			
Plancher E C		5,3400	13,6900	73,1046
Poutre p		3,5000	3,7000	12,9500
Poutre s		3,0000	3,7000	11,1000
Escalier		0,0000	0,0000	0,0000
Mur Int		0,0954	7,4000	0,7060
Poteau		3,0000	3,0600	9,1800
Gt				107,0406
Qt				
Revenant 3-3				426,0389
Total				533,0794
5				
	Plancher E C	5,3400	13,6900	73,1046
	Poutre p	3,0000	3,7000	11,1000
	Poutre s	3,0000	3,7000	11,1000
	Escalier	0,0000	0,0000	0,0000
	Mur Int	0,0954	7,4000	0,7060
	Poteau	3,0000	3,4000	10,2000
	Gt			106,2106
	Qt			
	Revenant 4-4			533,0794
	Total			639,2900

6				
	Plancher E C	5,3400	13,6900	73,1046
	Poutre p	3,5000	3,7000	12,9500
	Poutre s	3,0000	3,7000	11,1000
	Escalier	0,0000	0,0000	0,0000
	Mur Int	0,0954	14,9022	1,4217
	Poteau	3,0000	3,0600	9,1800
	Gt			107,7563
	Qt			
	Revenant 4-4			639,2900
	Total			747,0463
7				
	Plancher E C	5,3400	13,6900	73,1046
	Poutre p	3,0000	3,7000	11,1000
	Poutre s	3,0000	3,7000	11,1000
	Escalier	0,0000	0,0000	0,0000
	Mur Int	0,0954	7,4000	0,7060
	Poteau	3,0000	3,2300	9,6900
	Gt			105,7006
	Qt			
	Revenant 4-4			747,0463
	Total			852,7468

Tableau II .1. Calcul de l'effort normal

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge(KN/m2)
T	$Nq_0=1,00$	1
07	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
06	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3.85
05	$Nq_3=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
04	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.1
03	$Nq_5=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
02	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75
01	$Nq_7=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8.45
RDC	$Nq_8=q_0+0,69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	11.00

$$N_g = 1.1 \times 852,7468 = 938,0214 \text{ KN}$$

$$N_q = 1.1 \times 11 \times 13,69 = 165,649 \text{ KN}$$

l'effort normal Nu : $N_u = 1.35N_g + 1.5N_q = 1514,8023 \text{ KN}$

$$B_r = (30 - 2)(b - 2) = 28(b - 2) \text{ [cm]}^2$$

$$A_s = 0.7\% \times B_r = 0,007 \times [28(b - 2)] = 0,196(b - 2) \text{ [cm]}^2 \quad 0.7\% \text{ car zone I}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{26,06}{35}\right)^2} = 0.77$$

$$1514,8023 \leq 0.77 \left[\frac{28(b - 2)25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0,196(b - 2)400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$1514,8023 \leq 58,67 (b - 2) \rightarrow b \geq \frac{1514,8023}{58,67} + 2 = 27,81 \text{ cm}$$

On prend : $b = 45 \text{ cm}$.

II.5.1. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a, b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min (a, b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 0,75 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit : $a = 45 \text{ cm}$

$b = 45 \text{ cm}$

II.5.2. Prédimensionnement des poteaux de type2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a, b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min (a, b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 0,75 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit : $a = 40 \text{ cm}$

$b = 40 \text{ cm}$

II.5.3. Conclusion :

Type I : RDC au 3^{ème} étage. La section du poteau est : (45x45) cm².

Type II : du 3^{ème} étage au 5^{ème} étage. La section du poteau est : (40x40) cm².

Type III : du 5^{ème} étage au 7^{ème} étage. La section du poteau est : (35x35) cm².

II.6. Les poutrelles :

D'après les règles (**BAEL91**), la longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de « b₁ ».

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \geq (L_n - b_0) / 2. \\ b_1 \geq L / 10. \\ b_1 \geq 8 h_0. \\ b_1 \leq \min \{L_0/2; L/10; 8h_0 \} \end{array} \right. \quad \text{(A 4.1.3 du BAEL 91)}$$

Avec :

L_n : la distance entre axes de nervures ; L_n= 65 cm.

L : La portée entre nus d'appuis.

h₀ : La hauteur de la nervure.

b₀ : Épaisseur de la nervure.

On prend :

b₀ = 12 cm.

b₁ : doit vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacksquare b_1 \geq (65 - 12) / 2 \geq 26,5 \text{ cm.} \\ \blacksquare b_1 \geq 435 / 10 \geq 43,5 \text{ cm.} \\ \blacksquare b_1 = 8 \cdot 4 = 32 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

b₁ = min (26,5 ; 43,5 ; 32) → on prend b₁ = 26.5 cm.

b = 2 b₁ + b₀ ⇒ b = 65 cm.

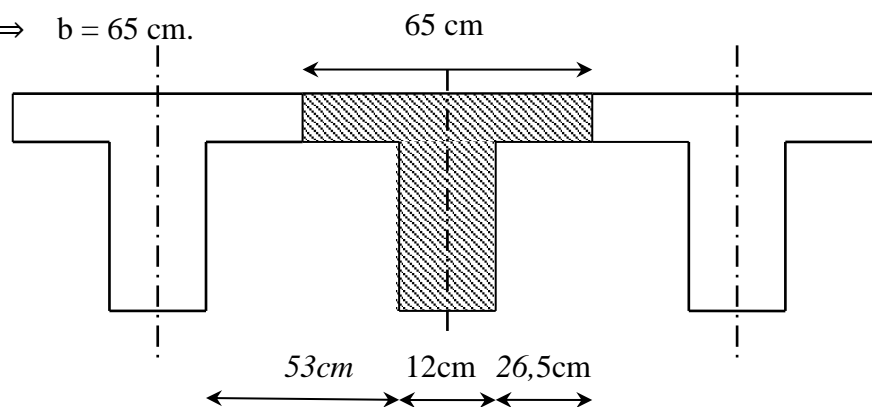


Figure II.5 : Dimensions de la nervure.

II.6. Prédimensionnement Des Voiles :

Le Prédimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA99 version 2003. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.7.1** les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition :

$L \geq 4e$; Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

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 indiquées.

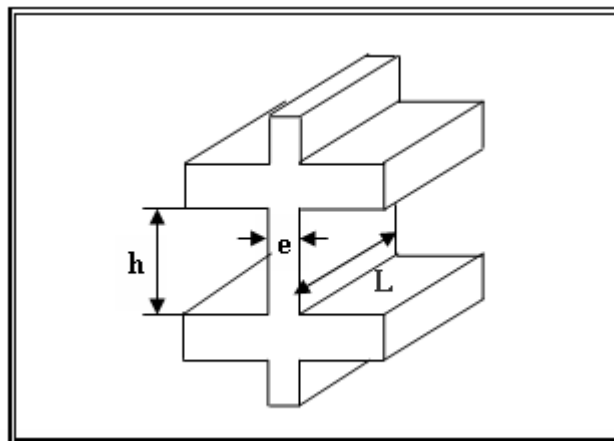


Figure II.6 : Coupe de voile en élévation

$$e \geq (h_e/22; 15 \text{ cm}).$$

$$h_e = 3,40 - 0,45 = 2,95 \text{ m}$$

$$h_e/22 = 2,95/22 = 13,40 \text{ cm}$$

$$e \geq (13,40 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

$$L \geq 4.e = 80 \text{ cm}$$

Soit l'épaisseur des voiles : **e = 20 cm**

CHAPITRE III :

Etude des éléments non structuraux

III.1. Acrotère :

III.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé entourant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et une charge d'exploitation horizontale due à la main courante non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

Donc, le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M, N). Soit une section de :

- La hauteur $H=60$ cm
- L'épaisseur $e_p=10$ cm

III.1.2. Dimensions de l'acrotère :

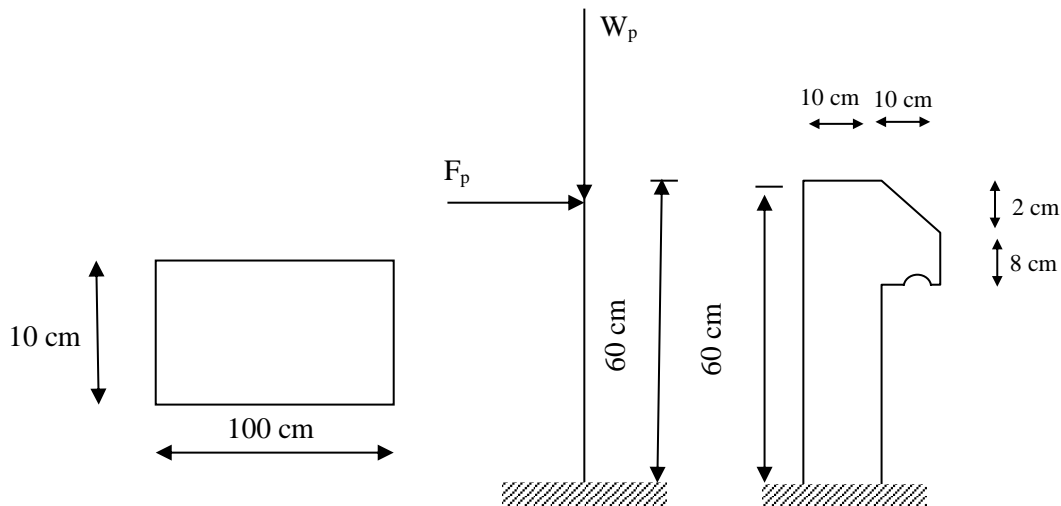


Figure III.1 : « Schéma statique de l'acrotère »

III.1.2.1. Calcul des efforts :

1. Charges permanentes

Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$) :

$$\text{Périmètre} = 0,6 + 0,10 + 0,102 + 0,08 + 0,5 = 1,382 \text{ m}^2$$

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{\text{érimetre}} = 20 \times 0,02 \times 1,382 = 0,55 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G=2,275\text{kN/ml}}$$

2. Charge d'exploitation :

$$\mathbf{Q=1,00\text{kN/ml}}$$

III.1.2.2. 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 : [RPA 99-v2003 N°:6.2.3]

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone **A = 0,12**

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

W_p : Poids propre de l'acrotère **W_p = 2,275 KN**

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,1 \times 3,55 = 0,87 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Q=\max(0,87 : 1)}$$

$$\mathbf{Q=1 \text{ kN/m}}$$

a) Effort normal :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,275 = 3,07 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 2,275 \text{ KN/ml}$$

b) Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times N_Q \times h$$

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

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

c) Effort tranchant :

$$V = NQ = 1 \text{ KN/m}$$

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

$$V_{ser} = V = 1,5 \text{ KN/m}$$

d) Excentricité :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,08} = 0,29 \text{ m}$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométriques initiales. [BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; L/250] = \max [2 \text{ cm} ; 100/250] = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_G + e_a = 29 + 2 = 31 \text{ cm}$$

- **Prise en compte forfaitaire des effets du seconde ordre en flexion-compression à l'ELU :**

$$L_f = 2 \times L = 2 \times 0,6 = 120 \text{ cm}$$

On a :

$$\Rightarrow L_f/h = 120/10 = 12 ;$$

$$\Rightarrow \text{Max} [15 ; 20 e_1/h] = \text{Max} [15 ; 20 \times 31/10] = \text{Max} [15 ; 62] = 62 ;$$

$$\Rightarrow L_f/h = 12 < \text{Max} [15 ; 20 e_1/h] = 62 ;$$

Le calcul se fait en flexion composée pour les sollicitations ultimes :

e_2 : l'excentricité due aux efforts du second ordre. [BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2 \times (2 + \alpha \times \varphi)}{10^4 \times h}$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantané, ce rapport est généralement pris égal à 2, $\varphi = 2$.

h : La hauteur totale de la section dans la direction de flambement, $h = 10 \text{ cm}$.

α : le rapport du moment du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M} \Rightarrow \alpha = 0$$

M_G : étant l'effort normal de longue durée d'application

M : effort normal de courte durée d'application

$$e_2 = \frac{3 \times (1,2)^2}{10^4 \times 0,10} \times (2) = 0,00964 \text{ cm}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,31 + 0,00964 = 0,32 \text{ m}$$

III.1.3. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

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

$$e_A = e_0 + \left[d - \frac{h}{2} \right] = 0,32 + \left[0,09 - \frac{0,1}{2} \right] = 0,36 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u e_A = 3,08 \times 0,36 = 1,1 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{BC} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,8 \frac{10}{9} \left(1 - 0,4 \frac{10}{9} \right) = 0,4938$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,1 \times 10^3}{1 \times 90^2 \times 14,17} = 0,0095$$

$$\mu_{bu} < \mu_{BC}$$

Donc, la section est partiellement comprimée. Alors, le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (**b X h**) = (**100 x 10**) **cm²**.

III.1.4. Calcul du ferrailage (E.L.U) :

$$\mu = 0,0095 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} ; A'_s = 0.$$

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

III.1.4.1. Vérification de l'existence des armatures comprimée A_{sc} :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0095}) = 0,0119$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0119 = 0,995$$

$$z = d * \beta = 0,09 \times 0,995 = 0,089 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \cdot z} = \frac{1,1 \times 10^3}{348 \times 0,089} = 35,51 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{sT}} = 35,51 - \frac{3,08 \times 10^3}{348} = 26,66 \text{ mm}^2 = 0,27 \text{ cm}^2$$

III.1.4.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

:

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 2,275 \text{ KN/ml}$$

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

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,275} = 0,263 \text{ m} = 26,3 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{100 \times 9 \times 2,1}{400} \times \frac{26,33 - 0,45 \times 9}{26,33 - 0,185 \times 9} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A_{min} : éléments exposés [BAEL 91/99 B 5.3.1] :

$$A_{s \min} = 0,0025 \times bh$$

$$A_s = 0,0025 * 100 * 10 = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max [0,35 ; 1,09 ; 2,50] = 2,50 \text{ cm}^2$$

Espacement : éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]

$$E \leq \min\{2a ; 25\text{cm}\}$$

$$E \leq \min\{20 ; 25 \text{ cm}\}$$

$$E \leq 20\text{cm}$$

Donc, on prend **E = 20 cm**.On adopte : **5Φ8** /ml, soit : A_s = 2,51 cm²/ml ; S_t = 20 cm

b) Les armature de répartitions : [BAEL 91/99 A 8.2.4.1]

Cas de la présence des charges concentrées :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{2,51}{3} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement : : éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]

$$E \leq \min\{3a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$E \leq \min\{30 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$E \leq 30 \text{ Cm}$$

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

Dans ce cas, on adopte : $5\Phi 8$ /ml, soit : $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 20 \text{ cm}$

III.1.5. Vérification a l'E.L. S :

III.1.5.1. Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 2,275 \left(0,26 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,66 \text{ KN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(d.A_s + d'A'_s) = 0$$

Avec : $A'_s = 0$ et $n = 15$, Alors :

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \Rightarrow y = 1,59 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,59^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2 = 1064,68 \text{ cm}^4$$

III.1.5.2. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{660}{1064,68} \times 1,59 = 0,98 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,98 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.1.5.3. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \leq 6 \text{ mm}$; On prend $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0,66 \times 10^3}{1064,68} (9 - 1,59) = 68,90 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 68,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

III.1.5.4. Contrainte de cisaillement :

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

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

$$\tau_u = \frac{1,5}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

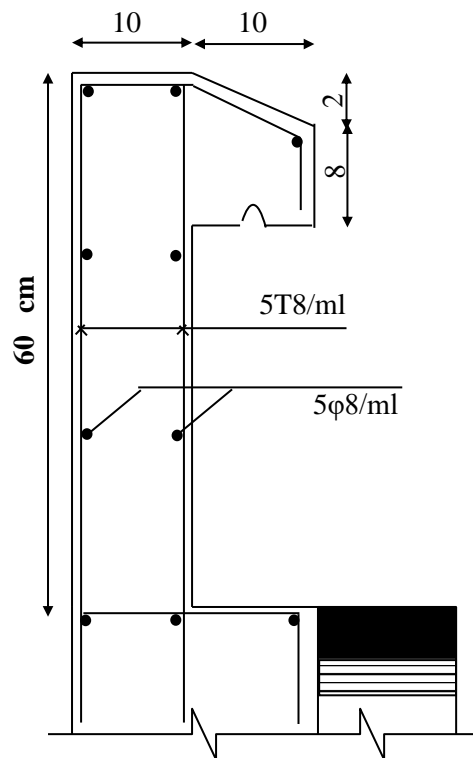


Figure III.2 : « Schéma de ferrailage de l'acrotère »

III.2. Ascenseur :**III.2.1. Introduction :**

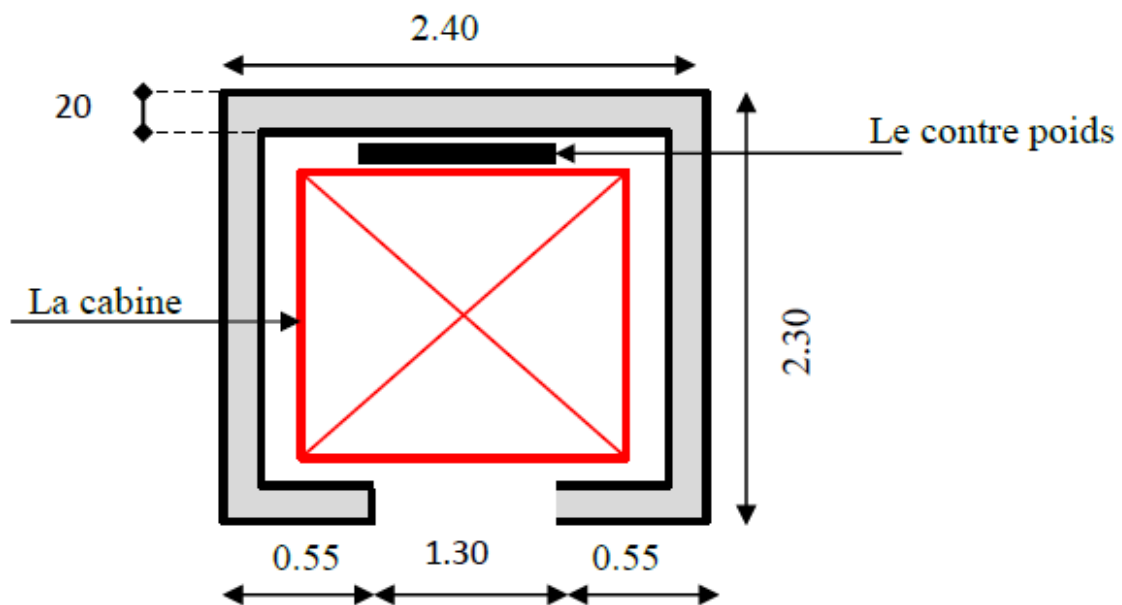
Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges.

III.2.2. Etude de l'ascenseur :

On a adopté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes :



- Une largeur de : 1,4 m
- Une longueur de : 1,4 m
- Une hauteur de cabine de : 2,2 m
- Une largeur libre de passage de : 0,8m
- Une hauteur libre de passage de : 2,00m
- Une hauteur de course de : 30,60 m
- Une surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Ayant ainsi les caractéristiques suivantes :

- Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.
- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : surcharges dans la cabine
- Pp : Le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$
- Une charge nominale de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². D'après la norme (NFP82-201), dimensionnés selon le (NFP82-22).

Le poids mort :

Poids de la cabine $s = (2 \times 1.40 + 1.4) \times 2.20 = 9.24 \text{ m}^2$	M1 = $11.5 \times 9.24 \times 1.4 = 148,76 \text{ kg}$
Poids de plancher $s = 2.20 \times 2,2 = 4,84 \text{ m}^2$	M2 = $110 \times 4.84 = 532,4 \text{ kg}$
Poids de toit	M3 = $20 \times 4.84 = 96,8 \text{ kg}$
Poids de l'arcade	M4 = $60 + (80 \times 1.4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute	M5 = 40 kg
Poids des accessoires	M6 = 80 kg
Poids de poulies de mouflage	M7 = $2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine	M8 = $80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1249,96 \text{ kg}$

Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1249,96 + \frac{675}{2} = 1587,46 \text{ kg}$

Calcul de la charge de rupture :

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. On prend Pour notre cas $C_s = 12$. à titre créance.

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons, Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a alors : $C_r = C_s \cdot M$ _____ (1)

Avec :

C_s : coefficient de sécurité du câble.

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

M = Q + P_m + M_g _____ (2)

Dont : M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q+P_m)$ ($M_g \ll (Q+P_m) \Rightarrow M=Q+P$)

On aura donc : $Cr = C_s \times M = C_s (Q+P) = 12(675+1249,96) = 23099.52 \text{ kg}$

Celle-ci est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage « 0,85 » :

$$\Rightarrow Cr = \frac{23099,52}{0,85} = 27175.90 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est donc : $Cr = Cr(1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec :

m : type de mouflage (2brins, 3brins,.....)

n : nombre des câble

Pour un câble de $d=12,22\text{mm}$ et $m = 2$ on a : $Cr (1 \text{ câble}) = 8152\text{kg}$

$$n = \frac{Cr}{Cr(1 \text{ cable}) \times m} = \frac{27175,90}{8152 \times 2} = 1,67, \text{ Soit } n=2 \text{ câbles.}$$

Vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câbles ; Le nombre de câble doit être un nombre pair.

Le poids des câbles (Mg):

$$M_g = m \times n \times l$$

m : la masse linéaire du câble : $m = 0,515 \text{ kg}$

L : longueur du câble $L = 30,60 \text{ m}$

n : nombre des câbles $n = 2$

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 30,60 = 31,52 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1249,96 + 31,52 = 1956,48 \text{ kg}$$

Vérifications de Cr :

$$Cr = C_s \times M \Rightarrow C_s = \frac{Cr}{M} \Rightarrow \frac{27175,90}{1956,48} = 13,89 > 12 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Calcul de la charger permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200\text{kg}$

$$\text{La charge permanente totale : } G = 1249,96 + 1587,46 + 1200 + 31,52 = 4068,94\text{kg}$$

Les surcharges : $Q = 675\text{kg}$.

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6505.56 \text{ kg.}$$

Vérification de dalle au poinçonnement :

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement.

La charge totale ultime : $q_u = 6505.56 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui, alors :

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6505.56}{4} = 1626,39 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = (10 + 15) = 25 \text{ cm}$$

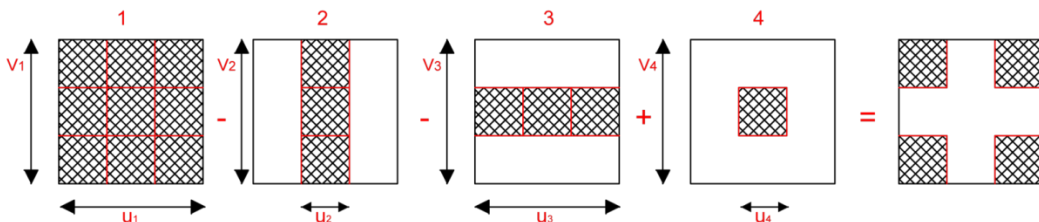
$$V = b + h_0 = (10 + 15) = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 > q_0 = 1626,56 \text{ kg}$$

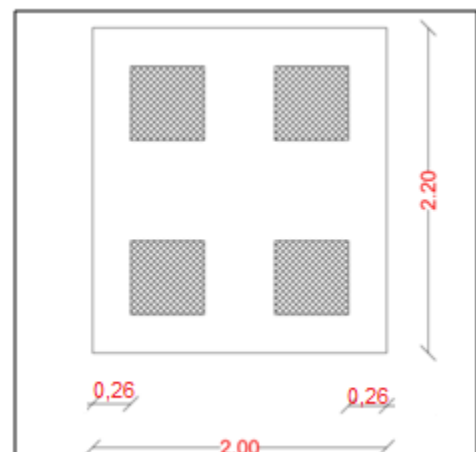
Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



Distances des rectangles :

- Rectangle 1 $\begin{cases} u = 90 \text{ cm} \\ v = 120 \text{ cm} \end{cases}$
- Rectangle 2 $\begin{cases} u = 40 \text{ cm} \\ v = 120 \text{ cm} \end{cases}$
- Rectangle 3 $\begin{cases} u = 90 \text{ cm} \\ v = 70 \text{ cm} \end{cases}$
- Rectangle 4 $\begin{cases} u = 40 \text{ cm} \\ v = 70 \text{ cm} \end{cases}$



Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson.

À L'ÉLÉMENT ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26) cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \cdot v} = \frac{1626,39}{0,25 \times 0,25} = 26022,24 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3 ,4 sont résumés dans le Tableau ci-dessus : L_x=2,00m ; L_y=2,20m

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0.41	0.55	0.109	0,066	1.08	26022.24	28104.02	2810.40	2836.4
2	0.18	0.55	0,151	0,076	0.48	26022.24	12490.68	1274.04	3929.35
3	0.41	0.32	0,126	0,086	0.63	26022.24	16394.01	1836.12	3278.80
4	0.18	0.32	0,181	0,102	0.28	26022.24	7286.23	1100.22	4710.02

Tableau III.5: Résume les moments isostatiques des rectangles

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 338.27 \text{ kg. m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 238.88 \text{ kg. m}$$

Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle):

$$L_x = 2,00 \text{ m}$$

$$L_y = 2,20 \text{ m}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{- Poids propre : } G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$$

- Charges d'exploitation : $Q = 100\text{kg/m}$

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25\text{kg/m}$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,0}{2,2} = 0,90 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 116,89 \text{ kg. m} \\ M_{y2} = 116,89 \text{ kg. m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 338,27 + 116,89 = 455,16 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 238,88 + 116,89 = 355,77 \text{ kg. m}$$

Moments retenus :

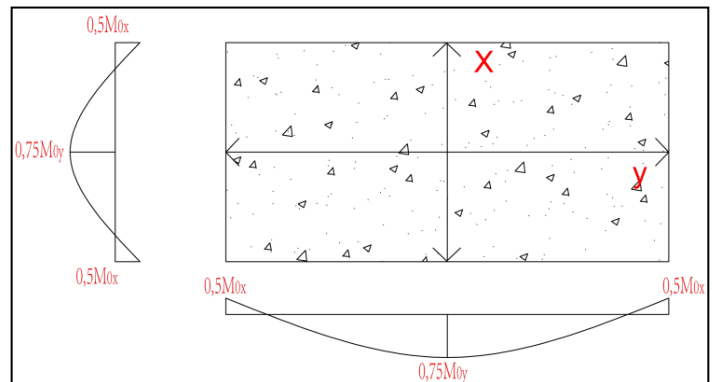
- En travée :

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 341,37 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 266,82 \text{ kg. m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 227,58 \text{ kg. m}$$



III.3.3. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 100\text{cm}$
- Hauteur de la section : $h = 30\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 27\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{Mpa}$, $\delta_s = 348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28jours : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$, $f_{bc} = 14,17\text{Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

- En travée :

Sens I_x :

Le moment ultime : $M_{tx} = 3413,7 \text{ N.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{3413,7}{100.13,5^2.14,17} = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$

$\mu = 0,013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9935$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{3413,7}{0,9935 . 13,5 . 348} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens I_y :

Le moment ultime : $M_{ty} = 2668,20 \text{ N.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{ty}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{2668,20}{100.13,5^2.14,17} = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$

$\mu = 0,010 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_y} = \frac{M_{ty}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{2668,20}{0,995 . 13,5 . 348} = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui :

Le moment ultime :

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 . M_{0x} = 2275,8 \text{ N.m}$

$\mu = \frac{M_{ax}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{2275,8}{100 . 13,5^2 . 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$

$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{ax}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{2275,8}{0,996 . 13,5 . 348} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante :

Sens I_y :

$A_{y_{\min}} = 8 . h_0 = 8 . 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,57/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{t_y} = A_{y_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,49/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{a_y} = A_{y_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sens l_x :

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 1,0}{2} \right) = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = \frac{0,73 \text{ cm}^2}{\text{ml}} < A_{x_{\min}} = 1,20 \rightarrow A_{t_x} = A_{x_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,20 \rightarrow A_{a_x} = A_{x_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers :

Le diamètre : $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

On a : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 15 \text{ mm}$

En travée :

Sens l_x :

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens l_y :

$$\begin{cases} A_{t_y} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_y \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

On note toutefois les critères suivants :

1. La dalle est bétonnée sans reprise
2. $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{V_{\text{utot}}}{b.d}$; et $\bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa})$

$$V_{\text{utot}} = \{V_x + V_v ; \text{Sens } L_x\}$$

$$V_{\text{utot}} = \{V_y + V_u ; \text{Sens } L_y\}$$

On calcul V_x et V_y :(efforts tranchants dus aux charges reparties) :

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

$$V_x = 650,55 \times \frac{2,2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 477,07 \text{ N} = 0,477 \text{ KN}$$

$$V_y = 650,55 \times \frac{2,2}{3} = 477,07 \text{ N} = 0,477 \text{ KN} = V_x$$

On calcul V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées) :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1626,39}{2 \times 25 + 25} = 21,69 \text{ KN}$$

$$(V_u = \frac{q_0}{3 \cdot u} \leq V_v)_u \Leftrightarrow \frac{1626,39}{3 \cdot 25} = 21,69 \text{ KN}$$

$$(u = v = 25\text{cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 21,69 \text{ KN}$$

L'effort total V_{tot} :

$$- \text{ Sens } l_x : V_{tot} = V_x + V_y = 0,477 + 21,69 = 22,17 \text{ KN}$$

$$- \text{ Sens } l_y : V_{tot} = V_y + V_u = 0,477 + 21,69 = 22,17 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } : V_{tot} = \max(V_{tot_x}; V_{tot_y}) = 22,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \cdot d} = \frac{22,17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,164 \text{ Mpa}$$

$$h_0 = 15\text{cm}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa}) = 1,625$$

$$\text{Donc } : \tau < \bar{\tau}_u \text{ ————— condition vérifiée}$$

Alors, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les vérifications à L'E.L. S :

Calcul des sollicitations à L'E.L. S :

Charge localisée :

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \text{ Avec } v = 0,2(\text{E. L. S})$$

$$P'_{ser} = q'_{ser} \cdot S' = \frac{P_{aser}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \cdot v}; P_{aser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4} = 1185,99\text{kg}$$

$$\text{Donc } : q_{ser} = \frac{1185,99}{0,25^2} = 18975,84 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 18975,84 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3, 4 sont résumés dans le tableau ci-dessus

Rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} .S'	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0.41	0.55	0.109	0.066	1.08	20493.90	2504.35	1799.36
2	0.18	0.55	0.151	0.076	0.48	9108.40	1513.82	967.31
3	0.41	0.32	0.126	0.086	0.63	11954.78	1711.92	1329.37
4	0.18	0.32	0.181	0.102	0.28	5313.24	1070.08	734.28

Tableau III.6: Résume les moments isostatiques des rectangles

Moment dû aux charges localisées :

$$M_{0XC} = M_{0X1} - M_{0X2} - M_{0X3} + M_{0X4} = 348.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{0yC} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 236.96 \text{ KN.m}$$

Moment dû aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad ep = 15 \text{ cm}$$

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

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1.00 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 1 ; \text{E.L.S} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0441 \times 475 \times 2,2^2 = 101,39 \text{ KN/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 1,00 \times 101,39 = 101,39 \text{ KN/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xC} + M_{0xr} = 348,69 + 101,39 = 450,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yC} + M_{0yr} = 236,96 + 101,39 = 338,35 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 450,08 = 337,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 338,35 = 253,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 225,04 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

- En travée :

$$M_{tx} = 3375,6 \text{ N.m} \quad ; \quad A_t = 3.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A \hat{=} 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s(y - d) = 0$$

On a $\hat{A}_s = 0$; et $n = 15$

D'où

$$50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0$$

Donc : $y = 3,34$ cm

Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,34^3 / 3 + 15 \times 3,93(13,5 - 3,34)^2$$

$$I = 7327,14 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser} / I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \frac{3375,6}{7327,14} \times 3,34 = 1,54 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton σ_{bc} :

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

Alors :

$$\delta_{bc} = 1,54 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{—————} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L. U, ça nous convient.

Sur appuis :

$$M_{app} = 225,04 \text{ kg.m} ; A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} , \hat{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,34 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 7327,14 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser} / I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2250,4}{7327,14} \cdot 3,34 \right) = 1,03 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

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

Alors

$$\delta_{bc} = 1,03 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{—————} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L. U sont convenables.

Suivant L_y :

En travée :

$$M_{t_y} = 253,76 \text{ kg.m}; \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \quad \dot{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + n\dot{A}_s(y - d) = 0$$

$$\text{On a } \dot{A}_s = 0 ; \text{ et } n = 15$$

$$\text{Donc : } y = 2,57 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 2,57^3 / 3 + 15 \times 3,14(13,5 - 2,57)^2$$

$$I = 6192,62 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2537,6}{6192,62} \cdot 2,57 \right) = 1,09 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

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

Alors

$$\delta_{bc} = 1,09 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ ————— vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L. U sont convenables.

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, Soit 5T10 /ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Suivant L_y : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, Soit 5T10 /ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 5T10 /ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

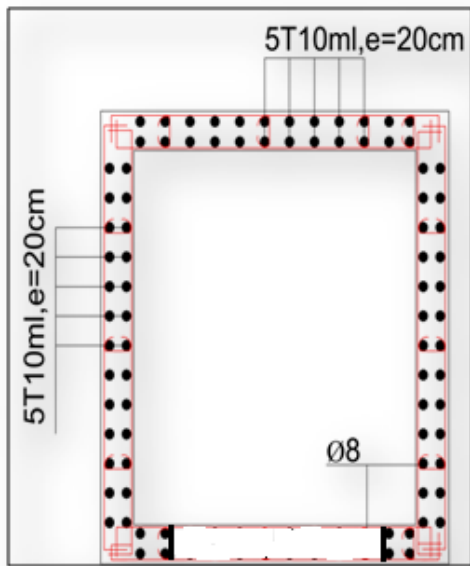


Figure III.11 : Ferrailage d'ascenseur.

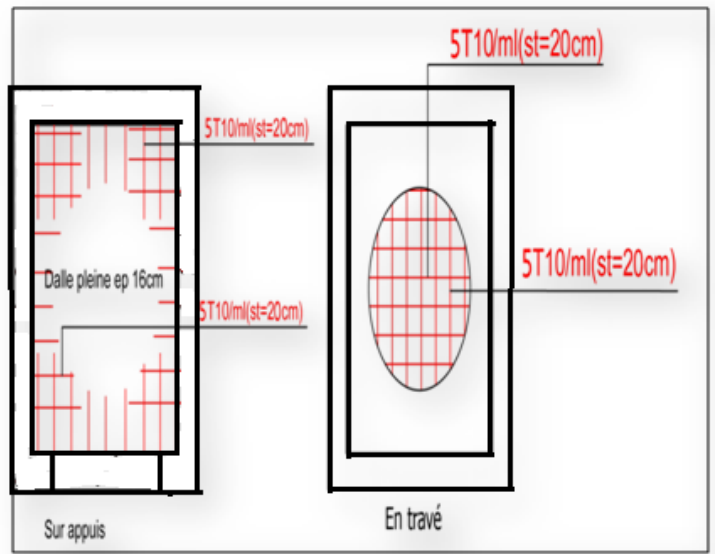


Figure III.12 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

III.3. Balcon :

III.3.1. Introduction :

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

Le calcul se fait pour une bande de 1 m, de largeur. On a un seul type de balcon.

L'épaisseur de ses dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11$ cm pour 2 heures de coupe-feu en donc ont $h_{pfe} = 20$ cm.

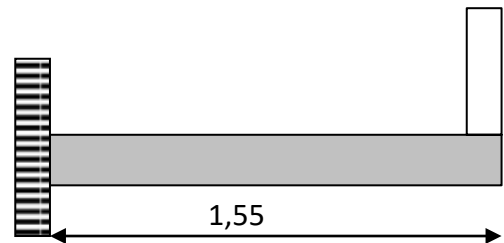


Figure I.3 : Schéma représentatif de balcon

III.2.1. Descente des charges :

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	0.2		25.00	5.00
5	Enduit en ciment	0.02		18.00	0.36
Total					6.52

Tableau III.1 : Descente de charge (Balcon).

Poids propre : $G = 6.52 \text{ kN/m}^2$

Surcharge : $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$ Charge par ml

$Q_u = 1.35 + 1.5 Q = 14,05 \text{ KN/ml}$.

$Q_{ser} = G + Q = 10.02 \text{ KN/m}$

Calcul de la charge concentrée :

Poids propre du mur en brique perforées :

$$P = \gamma_b \times b \times h \times 1m = 9 \times 0.25 \times 1,35 \times 1 = 3,04 \text{ kN}$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :

$$P_{ex} = 0.18 \times 2 \times 1,35 \times 1 = 0.486 \text{ KN.}$$

$$P_{int} = 0.18 \times 1.5 \times 1,35 \times 1 = 0.365 \text{ KN.}$$

$$P_m = 3,89 \text{ KN.}$$

III.2.2. Ferrailage (E.L.U) :

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

$$L=155 \text{ cm} \quad ; \quad L_1=142,5\text{cm}$$

$$M_{\max} = -\frac{QL^2}{2} - P_n \times L_1 = 22,42 \text{ KN. m}$$

$$T_{\max} = Q_u \times L + P_m = 25,66 \text{ kN.}$$

$$P_m = 3,89 \text{ kN.}$$

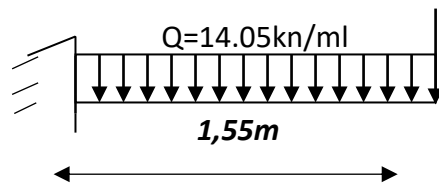


Figure III.4 : Schémas statique du balcon

$$d=0.9H=18 \text{ cm} ;$$

$$\tau = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{22,42 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.048 \leq 0.392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\tau = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{cal} = \frac{M_{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,42 \times 10^3}{0.975 \times 18 \times 348} = 3,67 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4T12 $A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $St = 33 \text{ cm}$

$A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $St = 33 \text{ cm}$ $4\text{Ø}8$ $A_{cal} = 2,01 \text{ cm}^2$

III.2.3. Vérification :

a/ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée.)

b/ contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{25.66 \times 10}{100 \times 18} = 0.142 \text{ MPa.}$$

$\tau_u^- = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) :$ *fissuration préjudiciable.*

$$\tau_u^- = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$r_u = 0.142 \text{ MPa} < \tau_u^- = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

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

La vérification des contraintes à L'E.L. S :

$$M_{\text{ser}} = \frac{Q_{\text{ser}} \times L^2}{2} + P \times L = 17,58 \text{ KN.M}$$

a/ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d-y) = 50y^2 + 67.8y - 1220.4 = 0$$

$$y = 4.3 \text{ cm}$$

b/ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{100 \times Y^3}{3} + n \times A_s \times (d - y)^2 = 15375.61 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{10.02 \times 10^3}{15375.61} \times 4.3 = 2,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,94 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

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

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

η : Coefficient de fissuration pour HA $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} = \min(266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{10.02 \times 10^3}{15375.61} \times (18 - 4.3) = 133.83 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 133.83 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

b) Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$\left(\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}\right) \rightarrow \left(\frac{20}{155} = 0.13 > 0.0625\right) \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}\right) \rightarrow \left(\frac{4.52}{100 \times 18}\right) = 0.0025 > 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée}$$

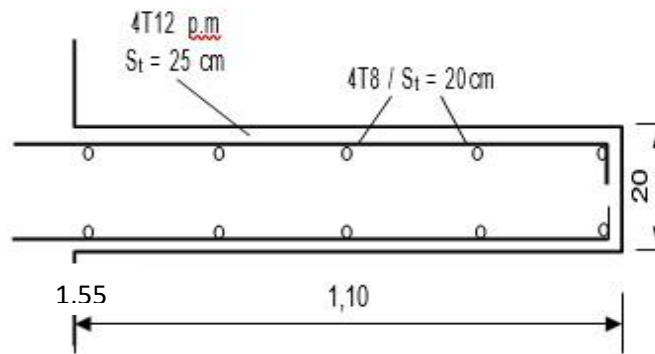


Figure III. 5. Ferrailage de balcon

III.4. ÉTUDE DES ESCALIERS :**III.4.1. INTRODUCTION :**

Un escalier est une structure constituée d'une série régulière de plans horizontaux (marches et paliers) qui permet de se déplacer d'un étage à l'autre dans un bâtiment, il est également considéré comme une structure de circulation verticale

III.4.2. PREDIMENSIONNEMENT :

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- L'esthétique.
- Facilité à gravir sans qui implique la conservation de la cadence d'un pas, cette conservation est obtenue par l'application d'une relation entre la hauteur de la marche et le giron, c'est la relation de BLONDEL :

$$0,60 \text{ m} < g+2h < 0,64 \text{ m}$$

Avec h : hauteur de la marche.

g : giron « distance entre les deux contres marches ».

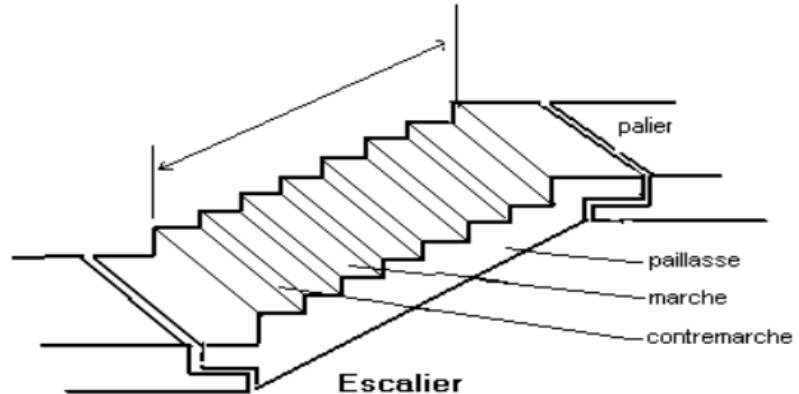


Figure III.6 : Différentes éléments d'un escalier.

La limite inférieure **0,60** correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure **0,64** correspond à des locaux publics.

- h le plus courant varie de **13** à **17**.
- g le plus courant varie de **26** à **36** (**30** en moyenne).

Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafonds + épaisseur de plancher fini).

h : Hauteur de la marche : $h = 17$ cm.

H : hauteur d'étage : **H = 306 cm**.

Nombre de contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} \Rightarrow n = 9.$$

La largeur **g** de la marche :

$$60 \leq g+2h \leq 64 \Rightarrow 60 - 34 \leq g \leq 64 - 34 \\ \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte:

- **g = 30 cm** : largeur de la marche.
- **h = 17 cm** : hauteur de la marche.

Longueur de la ligne de foulée : Elle représente le parcours d'une descente d'escaliers avoisinant la rompe du côté de jour. La longueur de la ligne de foulée sera :

L=g*(n-1) avec n : le nombre de contre marche par volée.

- Dans cette étude on ne prend qu'un exemple (**type I**).

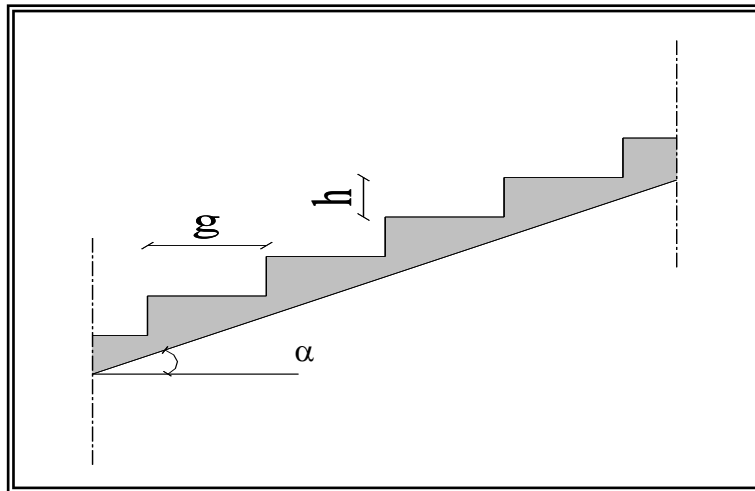


Figure III.6 : schéma statique d'escalier

III.2.2.1. Inclinaison de la paillasse :

- (**Étage courant**) : $\text{tg } \alpha = h/ g = 17/ 30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,57^\circ$

III.2.2.2. Épaisseur de la paillasse

$$\frac{L}{30\cos\alpha} \leq e_{\text{paillasse}} \leq \frac{L}{20\cos\alpha} \quad \text{Avec : } L=240\text{cm et } \alpha = 29,57^\circ \\ \Rightarrow \frac{240}{30 \times \cos(29,57)} \leq e_{\text{paillasse}} \leq \frac{240}{20 \cos(29,57)} \Rightarrow 9.19\text{cm} \leq e_{\text{paillasse}}$$

Soit : $e_{\text{paillasse}} = 12 \text{ cm}$

III.2.2.3. Épaisseur du palier :

$$e \leq \frac{ev}{\cos\alpha} = 13.97\text{cm}$$

$$e_{\text{palier}} = 14\text{cm}$$

III.2.2.4. Évaluation des charges et des surcharges :

a) Volées :

a) volées			
Désignation			Descente des charges
	Épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0,22	0,4
Mortier de pose	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
revêtement en carrelage vertical (epx0, 20xh/g)	2		0,23
mortier de ciment vertical (epx0, 2xh/g)	2		0,23
poids propre de la paillasse (evx0, 25/cos a)	2		3.45
poids propre des marches (0,22xh/2)	0,22		1,87
Enduit en plâtre	2	0,1/0,87	0,23
Garde coups			0,1
Total			
			G= 7.27
			Q= 2,5

Tableau III.1 : Descente des charges de la volée.

-Charge permanente : $G_1=7.27\text{kN/m}^2$

-Surcharge : $Q_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$q_{U1} = (1,35G+1,5Q).1 \text{ m}=13.56 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{ser1}} = (G+Q).1 \text{ m}=9.77 \text{ kN/ml}$$

b) Palier :

b) palier			
Désignation			Descente des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0,2	0,4
Mortier de ciment horizontal	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
Poid propre du palier	14		3,5
Enduit en plâtre	2	0,1	0,2
Total			
			G2= 4,86
			Q2= 2,5

Tableau III.2 : Descente des charges du palier.

- Charge permanente : $G_2 = 4,86 \text{ kN/m}^2$
 - Surcharge d'exploitation : $Q_2 = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- $q_{U2} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,31 \text{ kN/ml}$
- $q_{ser2} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 7,36 \text{ kN/ml}$

III.2.2.5. Calcul du moment maximal en travée et efforts tranchants à l'E.L.U :

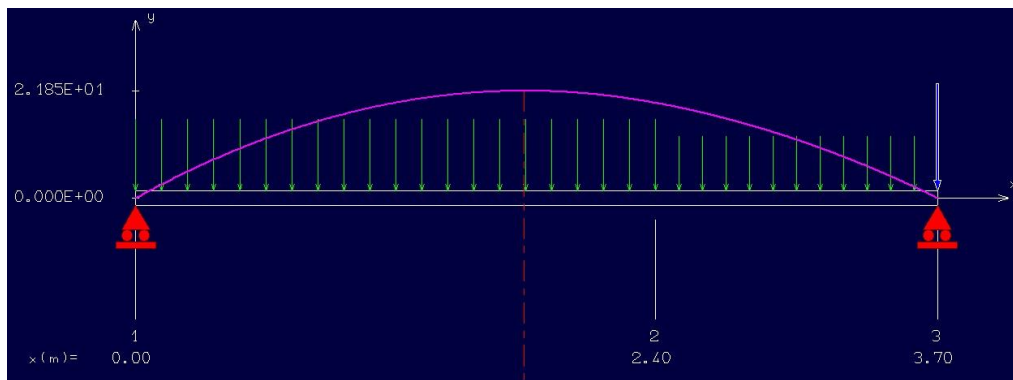


Figure III.8 : Diagramme des Moment fléchissant

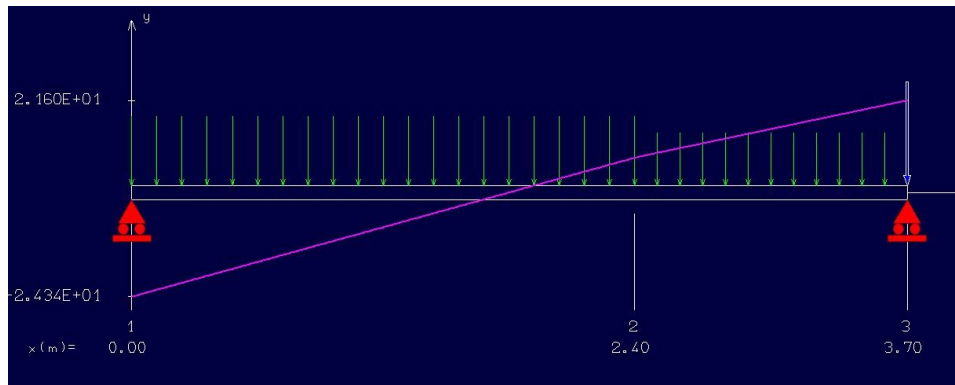


Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

$M_t = 0.85 \times 21.85 = 18.57 \text{ kN.m}$

$M_a = 0.5 \times 21.85 = 10.92 \text{ kN.m}$

$T_{\text{Travée}} = 21.60 \text{ KN.}$

$T_{\text{appuis}} = 24.34 \text{ KN.}$

III.2.2.5. Ferrailage de l'escalier :

Caractéristiques	$h_{\text{travées}} = 12 \text{ cm}$	$b = 100 \text{ cm}$	$f_e = 400 \text{ Mpa}$	$f_{ctd} = 348 \text{ MPa}$	$D_{\text{travée}} = 0,9.h = 10.8 \text{ cm}$		
	$h_{\text{app}} = 14 \text{ cm}$				$D_{\text{appui}} = 0,9.h = 12.6 \text{ cm}$		
/	M (kN.m)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	A adopt(cm)	$A_r = A_{\text{adm}}/4$	A_r_{adop} (cm)
Travées (Paillasse)	18.57	0,112	0,940	5.25	6T12=6.79cm st=20cm	1.7	4T8/ml =2,01 cm ² St=25 cm
Appuis (PALIER)	10.92	0,048	0,975	2.55	4T10=3.14cm ² st=25cm	0.78	4T8/ml =2,01 cm ² St=25 cm

Tableau III.3 : Ferrailage de l'escalier

III.2.2.6. Les vérifications :

Conditions	Vérification	
a. Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.ft_{28}/F_e=1,30\text{ cm}^2$	$A=6.79\text{cm}^2$ $A>A_{min}$ Condition vérifiée
b. justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{21.60}{100 \times 10.8} \times 10 = 0,2\text{MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{ Mpa}$	$\tau_u > \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

III.2.5. Vérification des contraintes à l'E.L. S :

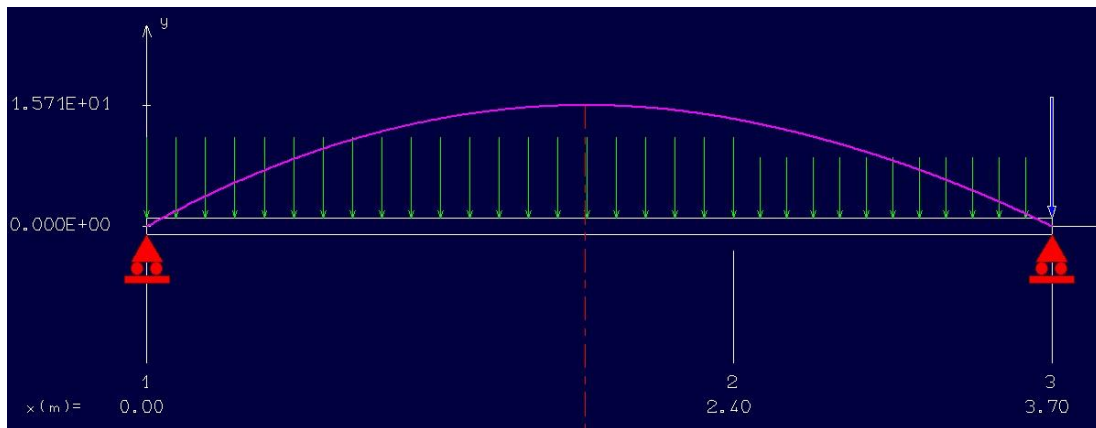


Figure III.9 : Diagramme des Moment fléchissant à l'ELS

$M_{tser} = 13.35\text{kN.m}$; $A_s = 6.76\text{ cm}^2/\text{ml}$

- En travée :

- a. Position de l'axe neutre :

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

$$50y^2 + 101.4y - 1095 = 0 \Rightarrow y = 3,77\text{cm}$$

b. Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 6819.60\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13.35 \times 10^3}{6819.6} \times 3.77 = 7.38\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7.38\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

• Sur appui :

$M_{aser} = 6.28 \text{ kN.m}$, $As = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre :

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

$$50y^2 + 47.1y - 593.4 = 0 \Rightarrow y = 3.00\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 5240.736\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6.28 \times 10^3}{5240.736} \times 3 = 3.59\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.59\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

III.2.5.1. Vérification de La flèche : (selon le B.A.E.L 91)

Condition	Vérification	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$	0,05 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 2/f_c$	0,0024 < 0,005	Condition vérifiée

III.2.6. Etude de La poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastree sur les deux extremités (poteaux).

1-Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq H \leq \frac{L}{10} \rightarrow H = 35 \\ B = 35 \end{array} \right.$$

- **Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :**

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 35 \geq 20 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 35 > 30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{35}{35} = 1,00 < 4 \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

-Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,35 \times 0,35 \times 25 = 3,06 \text{ kN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 9 \times 0,15 \times 1,7 = 2,30 \text{ kN/m}$

La charge d’exploitation : $Q = 0,88 \text{ kN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 24,34 \text{ kN/m}$

On a : $q_u = 1,35(2,30+3,06) + 1,5(0,88) + 24,34 \text{ kN/m} = 32,9 \text{ kN/m}$

-Calcul des sollicitations :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 56,3 \text{ kN.m.}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 47,85 \text{ kN.m.}$$

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 22,52 \text{ kN.m.}$$

Le Ferrailage :

Caractéristique	h =35cm	b =35cm	d = 0,9h=31.5	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	Fe=400Mpa
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopté} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	47.85	0,094	0,951	4,58	6,79 soit 6T12
En appui	22.52	0,045	0,976	2,10	3,39 soit 3T12

Tableau III.4 : Ferrailage de la poutre palière

III.2.6.1. Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} > 0, 23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1,33 \text{ cm}^2$$

En travée : $6,79 > 1,33 \text{ cm}^2$

En appuis : $3,39 > 1,33 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$Q_{ser} = 23,75 \text{ kN/m.}$$

$$M_{ser} = \frac{Ql^2}{8} = 40.64 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t.ser} = 0,85.40.64 = 34.54 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0,4.40.64 = 16.26 \text{ KN.m.}$$

En travée :

Position de l'axe neutre : $A_s = 3.39$; $d = 31,5 \text{ cm}$

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

$$17.5y^2 + 50.85y - 1601.775 = 0 \Rightarrow y = 8.22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 34038.39 \text{ cm}^4$$

Détermination du moment d'inertie : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{34.54 \times 10^3}{34038.39} 8.22 = 8.34 \text{ Mpa}$

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

$$\sigma_{bc} = 8.34 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L. U conviennent.

Sur appui :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 8.79 \text{ cm}$$

$$I = 26904,73 \text{ cm}^4$$

1-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = \frac{Q.L}{2} = 26.95 * 3.7 / 2 = 49.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{49.85 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,52 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}\} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

III.3. Armatures transversales : A_t :

-Diamètre des armatures A_t :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_L \right\} = \min \{1, 3.5, 10\}$$

On prend $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

-Espacement S_t :

$$S_t \leq \min \{0,9d, 40 \text{ cm}\} = \min \{28, 35.40\} \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{15 \text{ cm}, 10 \emptyset_L\}$$

Zone courante : $St \leq 15\phi_L$.

-Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} \cdot 0,4 \text{MPa} \right\} = \max \{0,26; 0,4\} = 0,4 \text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 35}{235} = 0,06 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Section des armatures transversales :

$$\frac{A_T \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,52 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1) \cdot 35 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1,235} = 0,021 \text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max de (1) et (2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,06 \cdot S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15 \text{cm} \\ A_t \geq 0,9 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend $A_t = 1,13 \text{cm}^2$ soit $4\phi 6$

-Ancrage des armatures tendues :

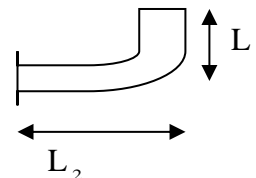
$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{yt} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa}$$

La longueur de scellement droit l_s : $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm}$

On prévoit une courbe égale à : $r = 5,5 \phi = 6,6 \text{cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,6 + 6,6) = 21,3 \text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \times 6,6 - 21,3}{1,87} = 3,51 \text{cm}$$



-Calcul de la flèche :

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	Vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$35/370 = 0,094 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10 \cdot M_{0.SER}$	$0,094 > 34,54 / 10 \cdot 40 \cdot 64 = 0,084$	Condition Vérifiée
$A/b \cdot d \leq 4,2f_e$	$3,74 / 35 \cdot 31,5 = 0,003 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

Ferraillage de la poutre palière: (35x35) cm²

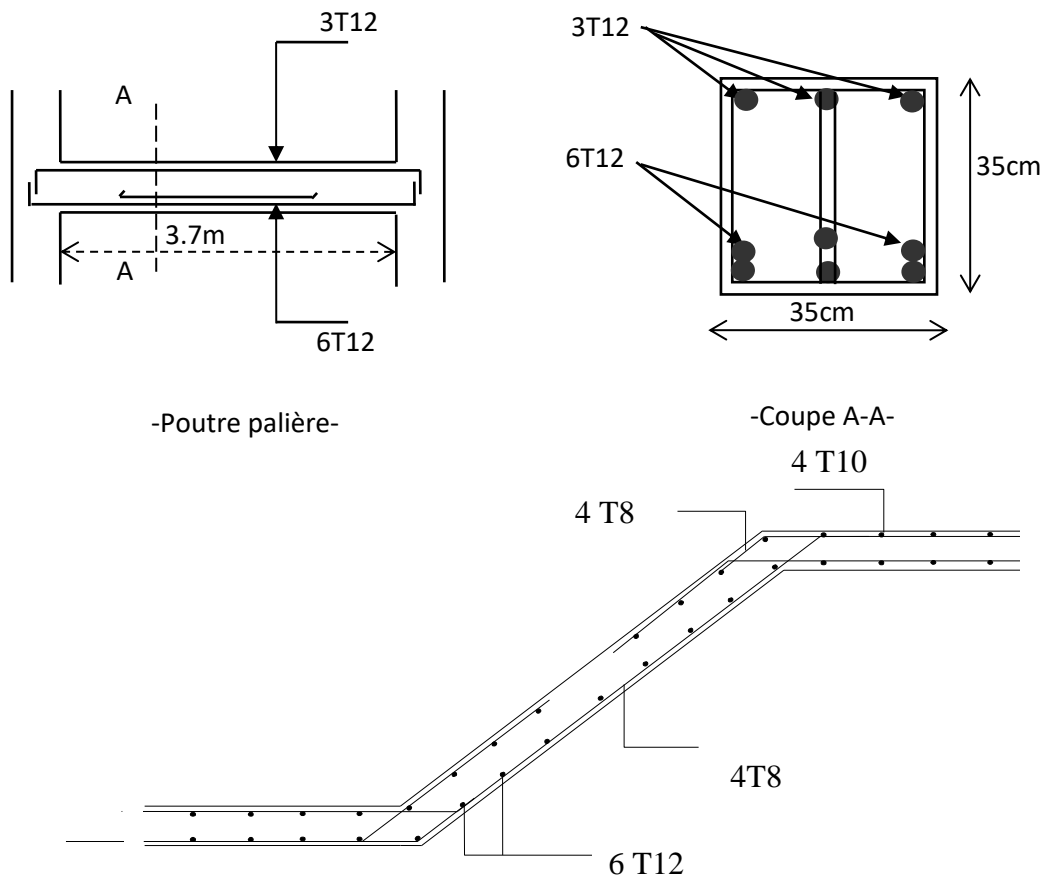


Figure III.10. : ferrailage de L'escalier

CHAPITRE IV :

Etude des plancher

IV.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet a usage d'habitation et commerce, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé, ces dernières sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

IV.2. Dimensionnement des poutrelles :

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$). La hauteur du plancher est 20cm soit (16+4) cm soit 16cm du corps creux et 4cm d'une dalle de compression en béton armé. Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

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

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

Épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 04 \text{ cm}$

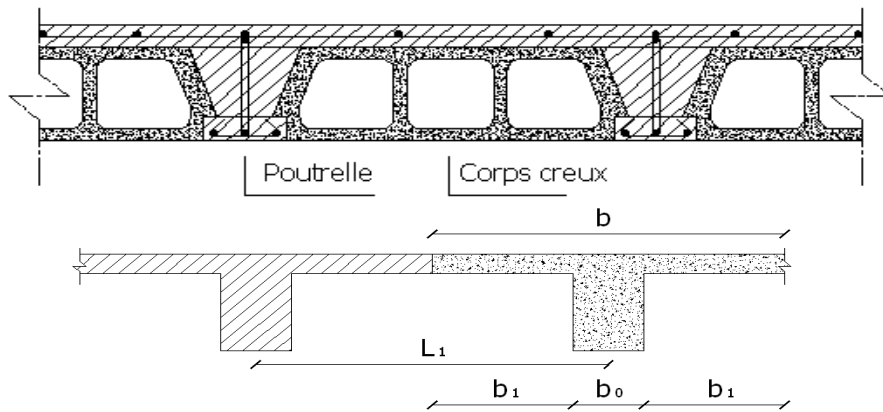


Figure IV.1 Plancher à corps creux

IV.3. Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes : $b = 2b_1 + b_0$

La portée maximale est : $L = 3,7 \text{ m}$ $l_1 = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 370 / 10 = 37 \text{ cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

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

De la condition $(b = 2b_1 + b_0) \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$.

Donc on prend dans le calcul $b = 65 \text{ cm}$

IV.4. Méthode de calcul des poutrelles :

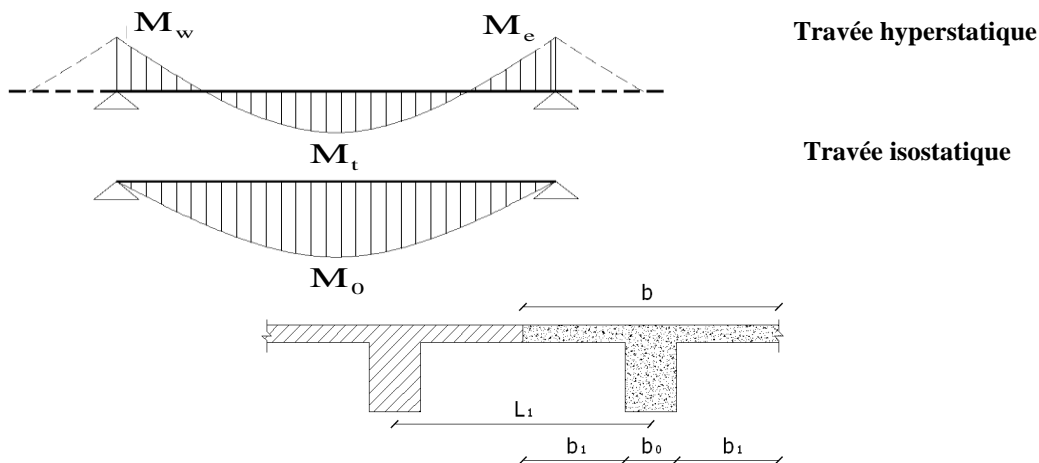
IV.4.1. Planchers étages courant :

IV.4.2. Méthode forfaitaire : Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci-après sont satisfaites.

Les conditions d’application de la méthode forfaitaire : Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- La charge d’exploitation $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- Les moments d’inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ($0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$)
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe de calcul : Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$ Cas d’une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$ Cas d’une travée de rive

Avec : M_0 : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée

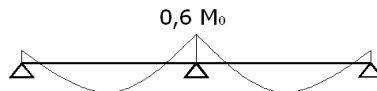
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée

α : $Q / (G+Q)$ le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes
Et d'exploitations.

IV.4.3. Les valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

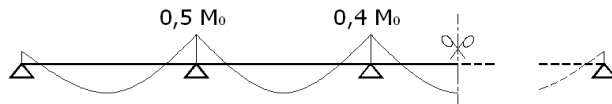
Poutre contenue a deux travées :



Poutre contenue a trois travées :



Poutre contenue a plus de trois travées :

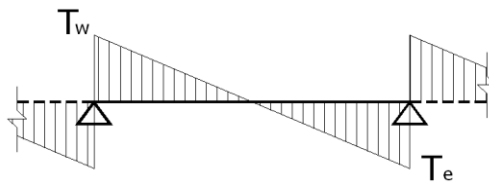


Efforts tranchants : L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$$

$$T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$$

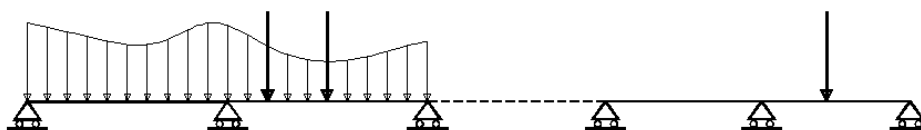


IV.4.4. Plancher terrasse :

Méthode des trois moments : Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable dans ce genre des planchers, la méthode forfaitaire n'été plus applicable, donc le calcul RDM de ces poutrelles doit effectuer par «la méthode des trois moments »

Motivation : La formule des trois moments est une écriture particulière de la méthode des forces adaptée aux poutres continues.

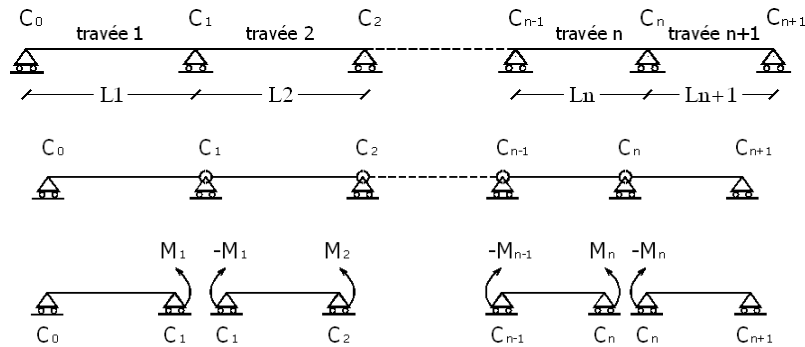
Hypothèses : Nous traiterons par la suite d'une poutre droite posée sur (N+2) appuis simples chargée par des forces concentrées ou réparties dont la direction est perpendiculaire à l'axe de la poutre.



Le problème posé possède une mobilité correspondant à la translation suivant l'axe de la poutre. Si cette mobilité est gênante, il suffit de remplacer une liaison Ponctuelle par une rotule. Le problème se situe dans le plan (x, y) et est à flexion dominante. L'inertie de section et le module d'élasticité sont constants sur la poutre.

Notations des appuis : Les appuis sont notés C_0, C_1, \dots, C_{n+1} .

La portion de poutre = $[C_{i-1}, C_i]$ est la travée i de longueur L_i



Résolution : Le problème est hyperstatique d'ordre N , on utilise la méthode des forces avec une décomposition particulière.

Décomposition du problème : Plutôt que de considérer que le problème isostatique associé est une poutre sur deux appuis-dans ce cas les inconnues. Hyperstatiques seraient N réactions d'appuis-on introduit une rotule entre chaque Travée au droit des appuis C_1 à C_n . Le problème isostatique associé correspond à $N + 1$ poutres sur deux appuis correspondant à chaque travée. Les inconnues hyperstatiques sont les moments M_i exercés par la travée $i+1$ Sur la travée i . Le moment exercé par la travée i sur la travée $i+1$ étant $-M_i$. Les moments M_i sont également les moments fléchissant du problème hyper statique au droit des appuis.

IV.4.5. Calcul des poutrelles :

IV.4.5.1. Etude des poutrelles planchers étages courants :

Type des poutrelles : On a plusieurs types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et les longueurs :

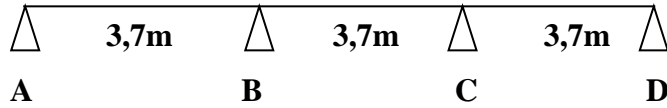
- * R.D.C (commercial) on a (02) type de poutrelles.
- * étage courant (1^{er} au 7^{eme} étage) a (02) type de poutrelles.
- * Terrasse on a (02) type de poutrelles

Selon le nombre et les longueurs des travées sont les suivantes :

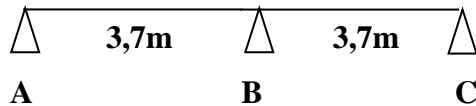
IV.4.6. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. R.D.C (commercial) :

1^{er} Type:



2^{eme} Type:



Exemple de calcul :

Type (01) :

1- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{kN/m}^2)$

Planchers étages courant : $G = 5,34 \text{ kN/m}^2$; $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,68 \text{ kN/m}^2$condition vérifiée

2- Le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	C-D
Portée	3.70	3.70	3.70
Rapport	1.00	1.00	1.00

$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ condition vérifiée

3- Poutrelle à d'inertie constante ($I=\text{cte}$)condition vérifiée

4- Fissuration peu préjudiciable

Puisque toutes les conditions sont satisfaites donc la méthode forfaitaire est applicable.

Sollicitation :

D'où : $G = 5,34 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

à l'E.L.U : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 7,12 \text{ kN/ml}$

$$\alpha = Q / (G + Q) = 2,5 / (5,34 + 2,5) = 0,32$$

$(1+0,3\alpha) = 1,09 > 1,05$, donc on doit tenir compte de 1,09

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,647 \text{ (travée de rive)}$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,547 \text{ (travée intermédiaire)}$$

à l'E.L.S : $q_s = (G + Q) \times 0,65$ $q_s = 5,09 \text{ kN/ml}$

Moments fléchissant (isostatiques) : $M_{0AB} = 12.19\text{kN.m}$

$$M_{0BC} = 12.19\text{kN.m}$$

$$M_{0CD} = 12.19\text{kN.m}$$

Moments en appuis : En appui (A) : $M_A = 0,2 M_{0AB} = 2.44\text{kN.m}$

$$\text{En appui (B) : } M_B = \max(M_{0AB}; M_{0BC}) . 0,5 = 6,09\text{N.m}$$

$$\text{En appui (C) : } M_C = \max(M_{0BC}; M_{0CD}) . 0,5 = 6,09\text{kN.m}$$

$$\text{En appui (D) : } M_D = \max(M_{0CD}; M_{0DE}) . 0,2 = 2,44\text{kN.m}$$

Moments En travées :

$$\begin{aligned} \text{Travée (A-B)} \quad & \left. \begin{aligned} M_T \geq 1,09.M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} &= 9,09\text{kN.m} \\ M_T \geq 0,647.M_0 &= 7,89\text{kN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 9,09\text{kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée (B-C)} \quad & \left. \begin{aligned} M_T \geq 1,09.M_0 - \frac{M_B + M_C}{2} &= 7,26\text{kN.m} \\ M_T \geq 0,547.M_0 &= 6,67\text{kN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 7,26\text{kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée (C-D)} \quad & \left. \begin{aligned} M_T \geq 1,09.M_0 - \frac{M_C + M_D}{2} &= 9,09\text{kN.m} \\ M_T \geq 0,647.M_0 &= 7,89\text{kN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_T^{(CD)} = 9,09\text{kN.m} \end{aligned}$$

Efforts tranchants : Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivante :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_w : \text{effort } \overleftrightarrow{\overleftrightarrow{\overleftrightarrow{\quad}}} \text{ tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort } \overleftarrow{\overleftarrow{\overleftarrow{\quad}}} \text{ tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$\text{Travée (A-B)} \quad \begin{cases} T_w = \frac{2,44 - 6,09}{3,70} + \frac{5,34 \cdot 3,7}{2} = 12,19\text{kN} \\ T_e = \frac{2,10 - 5,25}{3,70} - \frac{5,34 \cdot 3,70}{2} = -14,16\text{kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \quad \begin{cases} T_w = \frac{5,25 - 4,2}{3,70} + \frac{5,34 \cdot 3,7}{2} = 13,18\text{kN} \\ T_e = \frac{5,25 - 4,2}{3,70} - \frac{5,34 \cdot 3,70}{2} = -13,18\text{kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (C-D)} \quad \begin{cases} T_w = \frac{4,2 - 4,20}{3,70} + \frac{5,34 \cdot 3,70}{2} = 14,16\text{kN} \\ T_e = \frac{4,2 - 4,2}{3,7} - \frac{5,34 \cdot 3,70}{2} = -12,19\text{Kn} \end{cases}$$

Diagramme de (M) :

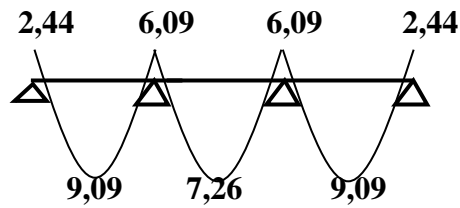
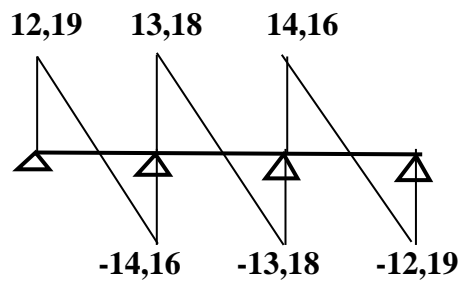


Diagramme de (T) :

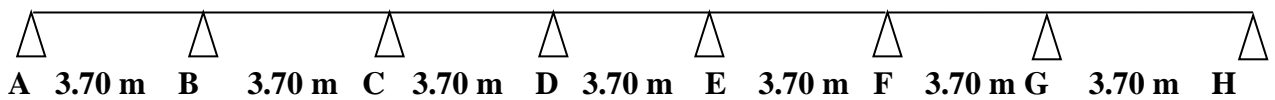


Type de poutrelle	Travée	L	E.L.U					E.L.S			
			MT	Me	Mw	M0	Tw	Te	MT	Mw	Me
1	A-B	3,70	9,09	2,44	6,09	12,19	12,19	-14,16	6,50	1,74	4,36
	B-C	3,70	7,26	6,09	6,09	12,19	13,18	-13,18	5,19	4,36	4,36
	C-D	3,70	9,09	6,09	2,44	12,19	14,16	-12,19	6,50	4,36	1 ; 74

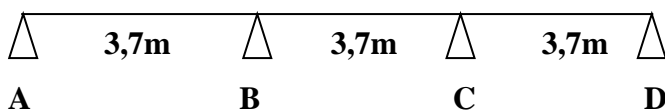
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus au plancher RDC

2. Étage courant (1^{er} au 7^{eme} étage) :

1^{er} Type:



2^{eme} Type:



Exemple de calcul :

Type (01) :

1- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{kN/m}^2)$

Planchers étages courant : $G = 5,34 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,68 \text{ kN/m}^2$condition vérifiée

2- Le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Portée	3.70	3.70	3.70	3.70	3.70	3.70	3.70
Rapport	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ condition vérifiée

3- Poutrelle à d'inertie constante ($I=\text{cte}$)condition vérifiée

4- Fissuration peu préjudiciable

Puisque toutes les conditions sont satisfaites donc la méthode forfaitaire et applicable.

Sollicitation :

D'où : $G = 5,34 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

à l'**E.L.U** : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,15 \text{ kN/ml}$

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1,5 / (5,34 + 1,5) = 0,22$$

$$(1+0,3\alpha) = 1,065 > 1,05, \text{ donc on doit tenir compte de } 1,065$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,633 \text{ (travée de rive)}$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,533 \text{ (travée intermédiaire)}$$

à l'**E.L.S** : $q_s = (G + Q) \times 0,65$ $q_s = 4,44 \text{ kN/ml}$

Moments fléchissant (isostatiques) : $M_{0AB} = 10,52 \text{ kN.m}$

$$M_{0BC} = 10,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = 10,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = 10,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{0EF} = 10,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{0FG} = 10,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{0GH} = 10,52 \text{ kN.m}$$

Moments en appuis: En appui (A) : $M_A = 0,2 M_{0AB} = 2,10 \text{ kN.m}$

$$\text{En appui (B) : } M_B = \max(M_{0AB} ; M_{0BC}) \cdot 0,5 = 5,26 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (C) : } M_C = \max(M_{0BC} ; M_{0CD}) \cdot 0,4 = 4,20 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (D) : } M_D = \max(M_{0CD} ; M_{0DE}) \cdot 0,4 = 4,20 \text{ kN.m}$$

En appui (E) : $M_E = \max (M_{0DE} ; M_{EF}).0,4 = 4. 20\text{kN.m}$

En appui (F) : $M_F = \max (M_{0EF} ; M_{0FG}).0,4 = 4. 20\text{kN.m}$

En appui (G) : $M_G = \max (M_{0FG} ; M_{0GH}).0,5 = 5.26\text{N.m}$

En appui (H) : $M_H = 0,2 M_{0GH} = 2. 10\text{kN.m}$

Moments En travées :

Travée (A-B) $M_T \geq 1,065.M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 7.36\text{kN.m}$ }
 $M_T \geq 0,633.M_0 = 6.66\text{kN.m}$ } $\Rightarrow M_T^{(AB)} = 7.36\text{kN.m}$

Travée (B-C) $M_T \geq 1,065.M_0 - \frac{M_B + M_C}{2} = 6.48\text{kN.m}$ }
 $M_T \geq 0,533.M_0 = 5.61\text{kN.m}$ } $\Rightarrow M_T^{(BC)} = 6.48\text{kN.m}$

Travée (C-D) $M_T \geq 1,065.M_0 - \frac{M_C + M_D}{2} = 7.00\text{kN.m}$ }
 $M_T \geq 0,533.M_0 = 5.61\text{kN.m}$ } $\Rightarrow M_T^{(CD)} = 7.00\text{kN.m}$

Travée (D-E) $M_T \geq 1,065.M_0 - \frac{M_D + M_E}{2} = 7.00\text{kN.m}$ }
 $M_T \geq 0,533.M_0 = 5.61\text{kN.m}$ } $\Rightarrow M_T^{(DE)} = 7.00\text{kN.m}$

Travée (E-F) $M_T \geq 1,065.M_0 - \frac{M_E + M_F}{2} = 7.00\text{kN.m}$ }
 $M_T \geq 0,533.M_0 = 5.61\text{kN.m}$ } $\Rightarrow M_T^{(EF)} = 7.00\text{kN.m}$

Travée (F-G) $M_T \geq 1,065.M_0 - \frac{M_F + M_G}{2} = 6,48\text{kN.m}$ }
 $M_T \geq 0,633.M_0 = 5,61\text{kN.m}$ } $\Rightarrow M_T^{(FG)} = 6,48\text{kN.m}$

Travée (G-H) $M_T \geq 1,065.M_0 - \frac{M_G + M_H}{2} = 7,36\text{kN.m}$ }
 $M_T \geq 0,633.M_0 = 6.66\text{kN.m}$ } $\Rightarrow M_T^{(GH)} = 7,36\text{kN.m}$

Efforts tranchants : Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivante :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{cases}$$

Avec : $\left\{ \begin{aligned} T_w : & \text{effort } \overleftrightarrow{\overleftrightarrow{\overleftrightarrow{}}} \text{ tranchant a droit} \\ T_e : & \text{effort } \overleftrightarrow{\overleftrightarrow{\overleftrightarrow{}}} \text{ tranchant a gauche} \end{aligned} \right.$

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{2,10-5,25}{3,70} + \frac{6,15 \cdot 3,7}{2} = 10,52\text{kN} \\ T_e = \frac{2,10-5,25}{3,70} - \frac{6,15 \cdot 3,7}{2} = -12,22\text{kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} T_w = \frac{5,25-4,2}{3,70} + \frac{6,15 \cdot 3,7}{2} = 11,66\text{kN} \\ T_e = \frac{5,25-4,2}{3,70} - \frac{6,15 \cdot 3,7}{2} = -11,09\text{kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (C-D)} \begin{cases} T_w = \frac{4,2-4,20}{3,70} + \frac{6,15 \cdot 3,7}{2} = 11,37\text{kN} \\ T_e = \frac{4,2-4,2}{3,7} - \frac{6,15 \cdot 3,7}{2} = -11,37\text{kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (D-E)} \begin{cases} T_w = \frac{4,2-4,2}{3,70} + \frac{6,15 \cdot 3,7}{2} = 11,37\text{kN} \\ T_e = \frac{4,2-4,2}{3,70} - \frac{6,15 \cdot 3,7}{2} = -11,37\text{Kn} \end{cases}$$

$$\text{Travée (E-F)} \begin{cases} T_w = \frac{4,2-4,2}{3,70} + \frac{6,15 \cdot 3,7}{2} = 11,37\text{kN} \\ T_e = \frac{4,2-4,2}{3,70} - \frac{6,15 \cdot 3,7}{2} = -11,37\text{kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (F-G)} \begin{cases} T_w = \frac{4,2-5,25}{3,70} + \frac{5,34 \cdot 3,70}{2} = 11,09\text{kN} \\ T_e = \frac{4,2-5,25}{3,70} - \frac{5,34 \cdot 3,70}{2} = -11,66\text{Kn} \end{cases}$$

$$\text{Travée (G-H)} \begin{cases} T_w = \frac{(5,25-2,10)}{3,70} + \frac{5,34 \cdot 3,70}{2} = 12,22\text{kN} \\ T_e = \frac{4,2-5,25}{3,70} - \frac{5,34 \cdot 3,70}{2} = -10,52\text{Kn} \end{cases}$$

Diagramme de (T) :

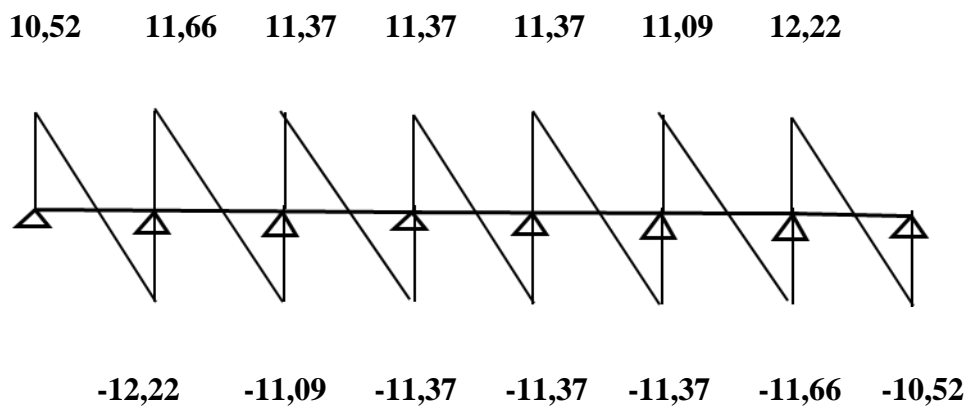
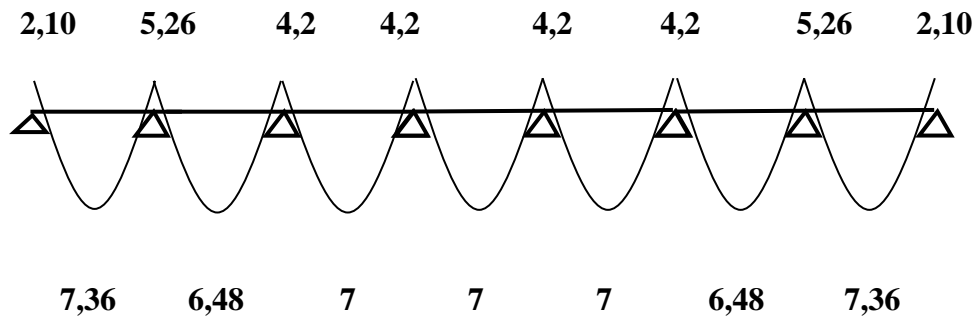


Diagramme de (M) :

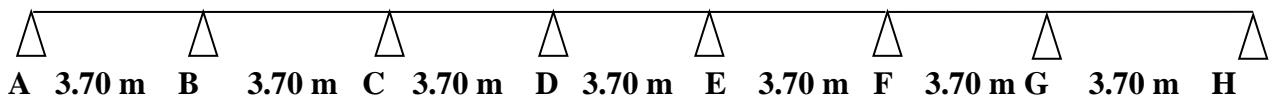


Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
1	A-B	3,70	10,52	7,36	2,10	5,26	10,52	-12,22	7,6	5,32	1,52	3,80
	B-C	3,70	10,52	6,47	5,26	4,2	11,66	-11,09	7,6	4,68	3,80	3,04
	C-D	3,70	10,52	7	4,2	4,2	11,37	-11,37	7,6	5,06	3,04	3,04
	D-E	3,70	10,52	7	4,2	4,2	11,37	-11,37	7,6	5,06	3,04	3,04
	E-F	3,70	10,52	7	4,2	4,2	11,37	-11,37	7,6	5,06	3,04	3,04
	F-G	3,70	10,52	7	4,2	4,2	11,37	-11,37	7,6	5,06	3,04	3,04
	G-H	3,70	10,52	7,89	4,2	2,10	11,94	-10,80	7,6	5,70	3,04	1,52

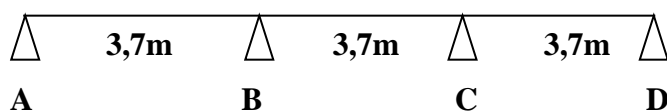
Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus au plancher étage

3. Terrasse :

1^{er} Type:



2^{eme} Type:



Type (01) :

1- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{kN/m}^2)$

Planchers terrasse : $G = 5,88 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1 \text{ kN/m}^2 < 2G = 11,76 \text{ kN/m}^2$condition vérifiée

2- Le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Portée	3.70	3.70	3.70	3.70	3.70	3.70	3.70
Rapport	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ condition vérifiée

3- Poutrelle à d'inertie constante ($I=\text{cte}$)condition vérifiée

4- Fissuration préjudiciable

Puisque toutes les conditions sont satisfaites donc la méthode forfaitaire et applicable.

Sollicitation :

D'où : $G = 5,88 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

à l'E.L.U : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,13 \text{ kN/ml}$

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1 / (5,88 + 1) = 0,14$$

$$(1+0,3\alpha) = 1,04 > 1,05, \text{ donc on doit tenir compte de } 1,05$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,622 (\text{travée de rive})$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,522 (\text{travée intermédiaire})$$

à l'E.L.S : $q_u = (G + Q) \times 0,65$ $q_s = 4,47 \text{ kN/ml}$

D'après le logiciel RDM- on a obtenus les résultats suivants :

IV.4.7. Poutrelles plancher terrasse

Sollicitations de calcul :

à ELU $M_{\text{travée}} = 6,53 \text{ kN.m}$

à E.L.S $M_{\text{travée}} = 4.76 \text{ kN.m}$

$M_{\text{appui-rive}} = 8,86 \text{ kN.m}$

$M_{\text{appui-rive}} = 6.46 \text{ kN.m}$

$M_{\text{appui-inter}} = 8,86 \text{ kN.m}$

$M_{\text{appui-inter}} = 10.02 \text{ kN.m}$

$T_{\text{max}} = 13.74 \text{ kN}$

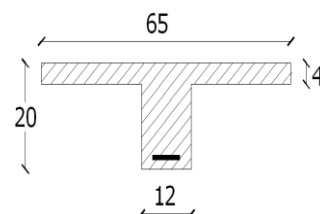
IV.4.7.1. Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L. U):

En travée : Moment équilibré par la table " Mt "

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} (d - h_0 / 2)$$

Avec : $d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$F_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$



$h_0 = 4\text{cm}$

$b = 65\text{ cm}$

$F_s = 400/1.15 = 348\text{MPa}$

$M_t = 65 \times 4 \times 14,17(18-4/2) \times 10^{-3} = 58,95\text{kN.m}$

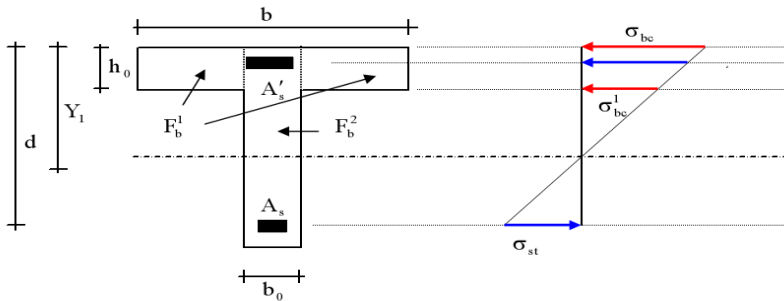
$M_{t\text{-max}} = 6,53\text{kN.m} < 58,95\text{kN.m}$

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 $(b \times h) = (65 \times 20)\text{ cm}^2$.

$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 6,53 \cdot 10^3 / 65 \cdot (18^2) \cdot 14,17 = 0,021 < 0,392$

$\beta = 0,988$

$A_s = 6,53 \cdot 10^3 / 0,988 \cdot 18 \cdot 348 = 1,05\text{ cm}^2$



Condition de non fragilité :

$A \geq \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V' \cdot f_{t28}} \cdot f_{e \text{ min}}$

$I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V^2$

$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,24\text{cm}$

$V' = ht - V = 20 - 6,25 \Rightarrow V' = 13,75\text{ cm}$

$I = 12 \cdot \frac{20^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2 = 14426,91\text{cm}^4$

$\Rightarrow A \geq \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} \text{ min}$

Donc : $A_{scal} = 1,05\text{cm}^2 > A_{min} = 0,339\text{cm}^2$condition vérifiée.

Choix : on adopte : 3T10 (soit 2,36 cm²)

En appui : Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20)\text{ cm}^2$

$M_{\text{appui-inter}} = 8,86\text{kN.m}$

$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 8,86 \cdot 10^3 / 12 \cdot (18^2) \cdot 14,17 = 0,16 < 0,392$

$\beta = 0,911$

$A_s = 8,86 \cdot 10^3 / 0,911 \cdot 18 \cdot 348 = 1,55\text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \frac{f_{t28}}{fe} \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 6,25} \frac{2,1}{400}_{min}$$

Donc : $A_{S_{cal}} = 1,55 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte : 2T10 (soit 1.57 cm^2), 1T10 fil + 1T10 chapeau.

IV.4.7. 2. Vérification des contraintes à l’E.L. S :

En travées : $M_{ser} = 4,76 \text{ kN.m}$

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.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$b=65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 2.36 \text{ cm}^2.$

$$32,5.y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$$y = 3,92 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d’inertie :

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A'(y-c') + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = 65. (3.92)^3/3 + 15.2,36 (18-3.92)^2 = 8323,04 \text{ cm}^4$$

IV.4.7. 3. Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{ser}.y / I_G = 4,76.10^3 .3.92 / 8323,04 = 2,23 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,23 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

En appui : $M_{ser} = 6,46 \text{ kN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$b=65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 1,04 \text{ cm}^2.$

$$32,5. y^2 + 23,55y - 423,9 = 0 \Rightarrow y = 2,70 \text{ cm}$$

$$Y = 2,70 \text{ cm} < 4 \text{ cm} ; \text{Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$

Le moment d’inertie :

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A'(y-c') + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = 65.(2.70)^3/3 + 15.1,04 (18-2.70)^2 = 4078,26 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I_G = 4,46 \cdot 10^3 \cdot 2,70 / 4078,26 = 4,29 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,07 \text{Mpa} < 15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 13,74 \text{kN}$

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d = 13,74 \cdot 10^{-3} / 0,12 \cdot 0,18 = 0,63 \text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

Armatures transversales A_t (armatures de l'âme) :

Diamètre :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\phi_t \leq \min (200/35 ; 120/10 ; 10) = 5,71 \approx 6 \text{mm.}$$

$$\text{on adopte: } \phi_t = 6 \text{mm.}$$

Escapement: $St \leq \min (0,9d; 40 \text{cm})$

$$St \leq \min (16,2 ; 40 \text{cm}) \Rightarrow St \leq 16,20 \text{cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min (10\phi_t ; 15 \text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (10 \times 1 ; 15 \text{cm}) = 10 \text{cm}$$

$$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante: } (St \leq 15\phi_t) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0)) \Rightarrow (St \leq 15 \text{cm}) \Rightarrow (St = 15 \text{cm})$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

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

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

$$f_e = 400 \text{MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} \frac{T_u(h/2)}{X-(h/2)_u} = \frac{T[X-(h/2)]_{max}}{X}$$

$X=1,85 \text{ m}$

$h/2= 0,24/2 = 0,12\text{m}$

$X-(h/2) = 1,85 - 0,12 = 1,73\text{m}$

Donc : $T_u(h/2) = 13.74 \times 1,73 / 1,85 = 12,84\text{kN}$

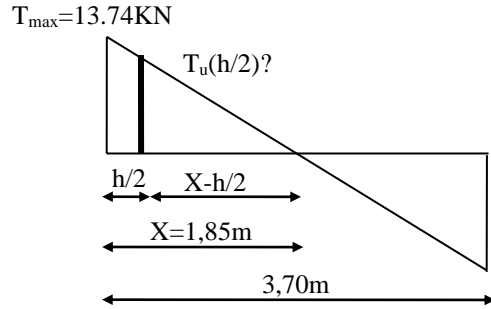
$T_u(h/2) = 12,84 \text{ kN}$

D'où : $\tau_u(h/2) = (12,84 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,594\text{MPa}$

$\tau_u (h/2) = 0,594 \text{ MPa}$

$(A_s / S_t)_{cal} = 0,155\text{cm}$

À partir de l'équation de vérification $\Rightarrow (A_s / S_t)_{cal} = \frac{(0,594 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1) \cdot 12 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1,400} = 0,0013\text{cm}$



Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$A_t \cdot f_e / b_0 \cdot S_t \geq \max \left(\frac{0,594}{2}; 0,4\text{MPa} \right) = 0,4\text{MPa}$

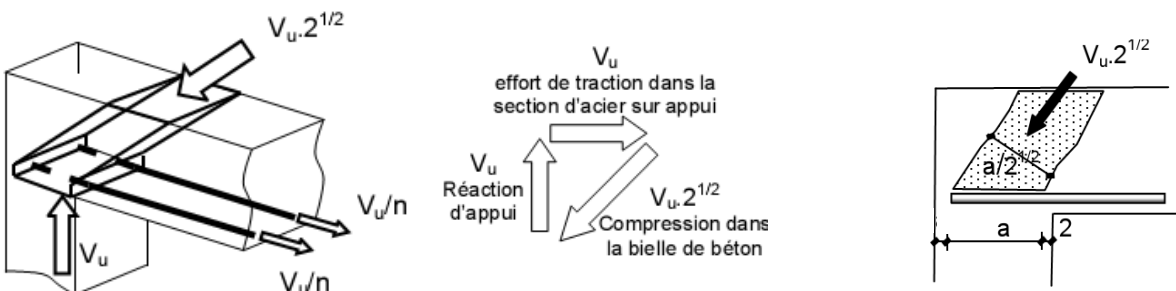
$(A_s / S_t)_{min} \geq 0,4 \cdot b_0 / f_c = 0,4 \cdot 12 / 400 = 0,012$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,105 \text{ cm}$

Pour $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,105 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2$

On prend : $3\phi 8 = 1,51\text{cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$T_u = 13,74\text{kN}$

$M_{appui} = 6,46\text{kN.m}$

$F_u = M_{appui} / Z = 6,46 / 0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2} = 39,87\text{kN} \geq T_u = 13,74\text{kN}$

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

Compression de la bille d'about : La contrainte de compression dans la biellette est:

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

$$\text{D'où } \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Avec : "a" la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \cdot 13,74 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,016\text{m} = 1,6\text{cm}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot 18 = 16,2 \text{ cm} \geq 1,6 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :

$$A_s \geq \gamma_s \cdot V_u / f_e = \frac{1,15}{400} \times 13,74 \cdot 10 = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,55 \text{ cm}^2 \geq 0,38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues : La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}. La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84\text{MPa.}$$

La longueur de scellement droit L_s = Ø f_e / 4τ_s.

$$\text{Ø : Diamètre d'une barre égale } 10 \text{ mm} = 1\text{cm}$$

$$L_s = 1 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,21\text{cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \text{ Ø} = 5,5 \times 1 = 5,5\text{cm.}$$

Vérification de la flèche : On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 \geq 0,0444 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{6,46}{15,8,86} = 0,048 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,55}{12 \cdot 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc, condition vérifiée

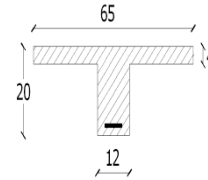
IV.4.8. Poutrelles planchers étages :

Les sollicitations maximales sont :

E.L.U :	$M_{travée} = 7,54 \text{ kN.m}$	E.L.S :	$M_{travée} = 5,70 \text{ kN.m}$
	$M_{appui} = 5,55 \text{ kN.m}$		$M_{appui} = 3,80 \text{ kN.m}$
	$T_{max} = 12,05 \text{ kN}$		

IV.4.8.1. Calcul des armatures longitudinales à l'E.L. U :

En travée : Moment équilibré par la table " Mt "



$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 7,54 \text{ kN.m} < 58,93 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire (bxht) = (65 x20) cm²

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 9,83 \cdot 10^3 / 65 \cdot (18^2) \cdot 14,17 = 0,025 < 0,392$$

$$\beta = 0,987$$

$$A_s = 9,83 \cdot 10^3 / 0,987 \cdot 18 \cdot 348 = 1,22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V'} \frac{f_{t28}}{f_{e \min}} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,22 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Soit la section à prendre en compte $A_s = 1,22 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : 3T10 (soit 2,36 cm²).

En appui : La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀h) = 12x20 cm² car le béton tendu négligé dans le calcul.

$$M_a = 5,5 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 5,5 \cdot 10^3 / 12 \cdot (18^2) \cdot 14,17 = 0,277 < 0,392$$

$$\beta = 0,833$$

$$A_s = 5,5 \cdot 10^3 / 0,833 \cdot 18 \cdot 348 = 1,75 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V'} \frac{f_{t28}}{f_{e \min}}$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$condition vérifiée

Donc on adopte : 3T10 (soit 2,36cm²) 2T10 fil + 1T10 chapeau

IV.4.8.2. Vérification des contraintes à l'E.L. S :

En travée : $M_{ser} = 5,70 \text{ kN.m}$

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.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A'= 0, A= 2.36\text{cm}^2.$$

$$32,5.y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,91\text{cm}$$

$$y = 3,91\text{cm} < 4\text{cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A'(y-c') + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = 65.(3.91)^3/3 + 15.1,57(18-3,91)^2 = 8323,03 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{ser}.y / I_G = 5,70.10^3 .3.91 / 8323,03 = 2,68\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,68\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 12.05 \text{ kN}$

$$\tau_u = T_u / b_0.d = 12.05.10^{-3} / 0,12.0,18 = 0.55\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.55\text{MPa} < \tau_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

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

Armatures transversales A_t (armatures de l'âme):

Diamètre :

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5,71 \approx 6\text{mm}.$$

$$\text{on adopte: } \phi_t = 6\text{mm}.$$

Escapement: $St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$

$$St \leq \min (16,2 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16,20\text{cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : $St \leq \min (10\phi_l ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (10 \times 1 ; 15\text{cm}) = 10\text{cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $(St \leq 15\phi_l) \Rightarrow St \leq (15 \times 1,0) \Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow (St = 15 \text{ cm})$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (fissuration non préjudiciable)

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

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

$fe = 400\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15$

D'où : $\tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)_u} = \frac{T[X - (h/2)]_{max}}{X}$$

$X = 1,85 \text{ m}$

$h/2 = 0,24/2 = 0,12\text{m}$

$X - (h/2) = 1,85 - 0,12 = 1,73 \text{ m}$

Donc : $T_u(h/2) = 12,05 \times 1,73 / 1,85 = 11,26\text{kN}$

$T_u(h/2) = 11,26\text{kN}$

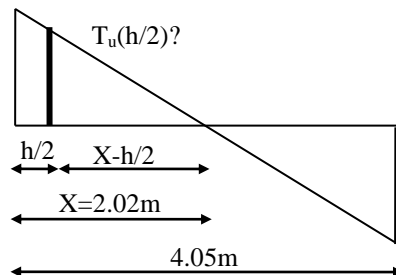
D'où : $\tau_u(h/2) = (11,26 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,521\text{MPa}$

$\tau_u(h/2) = 0,52 \text{ MPa}$

$(A_s / S_t)_{cal} = 0,175\text{cm}$

$(A_s / S_t)_{cal} = \frac{(0,521 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1) \cdot 12 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1,400} = 0,003\text{cm}$

$T_{max} = 12,78\text{KKN}$



Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$At \cdot fe / b_0 \cdot St \geq \max \left(\frac{0,521}{2} ; 0,4\text{MPa} \right) = 0,4\text{MPa}$

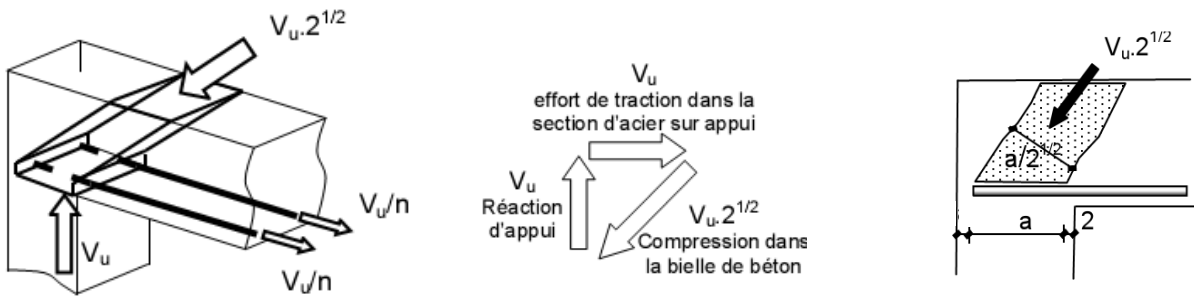
$(A_s / S_t)_{min} \geq 0,4 \cdot b_0 / fe = 0,4 \cdot 12 / 400 = 0,012$

On prend la valeur maximale $\Rightarrow \frac{At}{S_t} \geq 0,012 \text{ cm}$

Pour $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow At \geq 0,012 \times 10 = 0,12 \text{ cm}^2$

On prend : $2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 12.05\text{kN} \quad \text{et} \quad M_{\text{appui}} = 3,80\text{kN.m}$$

$$F_u = M_{\text{appui}} / Z = 3,8 / 0,9.18.10^{-2} = 23,45 \text{ kN} \geq T_u = 12.05\text{kN}$$

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

Compression de la bille d'about : La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

avec "a" la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2.12,78.1,5}{0,8.12.25.10} = 0.015\text{m} = 1.5 \text{ cm}$$

$$a = 0.9d = 0,9.18 = 16.2 \text{ cm} \geq 1.5 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :

$$A_s \geq \gamma_s \cdot V_u / f_c = \frac{1.15}{400} \times 12.05.10 = 0.34\text{cm}^2$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 0.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues : La longueur de scellement droit "Ls" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τser. La contrainte d'adhérence τs est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \emptyset f_e / 4\tau_s$.

\emptyset : Diamètre d'une barre égale 12 mm = 1,0cm

$$L_s = 1,2 \times 400 / 4 \times 2,84 = 42,25\text{cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \emptyset = 5,5 \times 1,0 = 5,5\text{cm.}$$

Vérification de la flèche : On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 \geq 0,0444 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_0ser} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{3,8}{1,5.5,5} = 0,046\dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,59}{12.18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{400} 0,009 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc condition vérifiée

IV.4.9. Poutrelles plancher RDC :

Sollicitations de calcul :

à ELU $M_{travée} = 9,09\text{KN.m}$

à E.L.S $M_{travée} = 6,50\text{kN.m}$

$M_{appui-rive} = 6,09\text{kN.m}$

$M_{appui-rive} = 4,36\text{kN.m}$

$M_{appui-inter} = 6,09\text{kN.m}$

$M_{appui-inter} = 4,36\text{kN.m}$

$T_{max} = 14,16\text{kN}$

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

En travée : Moment équilibré par la table " M_t "

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - h_0/2)$$

Avec : $d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$F_{bc} = 0,85f_{c28} / \gamma_b = 14,17\text{MPa}$$

$$h_0 = 4\text{cm}$$

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

$$F_s = 400 / 1.15 = 348\text{MPa}$$

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95\text{kN.m}$$

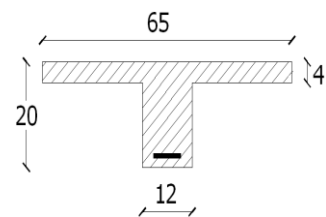
$$M_{t-max} = 6,53\text{kN.m} < 58,95\text{kN.m}$$

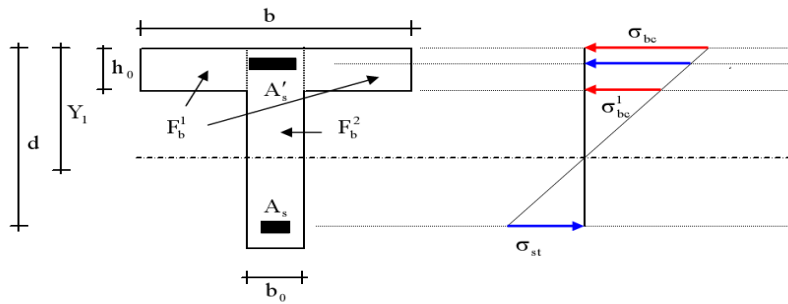
Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 6,53 \cdot 10^3 / 65 \cdot (18^2) \cdot 14,17 = 0,021 < 0,392$$

$$\beta = 0,988$$

$$A_s = 6,53 \cdot 10^3 / 0,988 \cdot 18 \cdot 348 = 1,05 \text{ cm}^2$$





Condition de non fragilité :

$$A \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V' f_{e \min}} \frac{f_{t28}}{f_{e \min}}$$

$$I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V'^2$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,24 \text{ cm}$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 \Rightarrow V' = 13,75 \text{ cm}$$

$$I = 12 \cdot \frac{20^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2 = 14426,91 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 13,75} \frac{2,1}{400} \text{ min}$$

Donc : $A_{scal} = 1,05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,339 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte : 3T10 (soit $2,36 \text{ cm}^2$)

En appui : Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{\text{appui-inter}} = 8,86 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 8.86 \cdot 10^3 / 12 \cdot (18^2) \cdot 14,17 = 0,16 < 0,392$$

$$\beta = 0,911$$

$$A_s = 8.86 \cdot 10^3 / 0,911 \cdot 18 \cdot 348 = 1,55 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \frac{f_{t28}}{f_{e \min}} \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 6,25} \frac{2,1}{400} \text{ min}$$

Donc : $A_{scal} = 1,55 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte : 2T10 (soit $1,57 \text{ cm}^2$), 1T10 fil + 1T10 chapeau.

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

En travées : $M_{ser} = 4,76 \text{ kN.m}$

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.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 2.36\text{cm}^2.$$

$$32,5.y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$$y = 3,92\text{cm} < 4\text{cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie :

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A'(y-c') + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = 65.(3.92)^3/3 + 15.2,36 (18-3.92)^2 = 8323,04 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{ser}.y / I_G = 4,76.10^3 .3.92 / 8323,04 = 2,23\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,23 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

En appui : $M_{ser} = 6,46 \text{ kN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 1,04 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 + 23,55y - 423,9 = 0 \Rightarrow y = 2,70\text{cm}$$

$$y = 2,70\text{cm} < 4\text{cm} ; \text{Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A'(y-c') + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = 65.(2,70)^3/3 + 15.1,04 (18-2,70)^2 = 4078,26 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{ser}.y / I_G = 4,46.10^3 .2,70 / 4078,26 = 4,29\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,07\text{Mpa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 13,74\text{kN}$

$$\tau_u = T_u / b_0.d = 13,74.10^{-3} / 0,12.0,18 = 0.63\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.63\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

Armatures transversales At (armatures de l'âme):

Diamètre :

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5,71 \approx 6\text{mm.}$$

$$\text{on adopte: } \phi_t = 6\text{mm.}$$

Escapement: $St \leq \min(0,9d; 40\text{cm})$

$$St \leq \min(16,2 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16,20\text{cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min(10\phi_t ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min(10 \times 1 ; 15\text{cm}) = 10\text{cm}$$

$$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante: } (St \leq 15\phi_t) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0)) \Rightarrow (St \leq 15\text{cm}) \Rightarrow (St = 15\text{cm})$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

k = 1 (fissuration non préjudiciable)

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

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

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X \frac{T_u(h/2)}{X-(h/2)_u} \frac{T[X-(h/2)]_{max}}{X}}$$

$$X = 1,85 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,24/2 = 0,12\text{m}$$

$$X-(h/2) = 1,85 - 0,12 = 1,73\text{m}$$

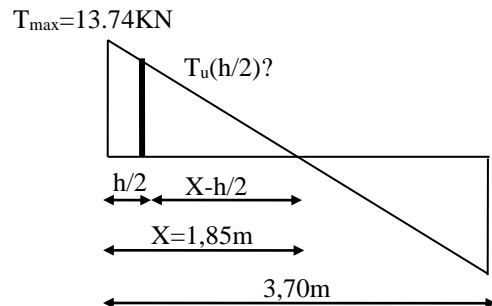
$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 13.74 \times 1,73 / 1,85 = 12,84\text{kN}$$

$$T_u(h/2) = 12,84 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u(h/2) = (12,84 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,594\text{MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,594 \text{ MPa}$$

$$(A_s / S_t)_{cal} = 0.155\text{cm}$$



à partir de l'équation de vérification $\Rightarrow (A_s / S_t)_{cal} = \frac{(0,594 - 0,3.1.2,1).12,1,15}{0,9.1.400} = 0,0013 \text{ cm}$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$A_t.f_e / b.S_t \geq \max \left(\frac{0,594}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$

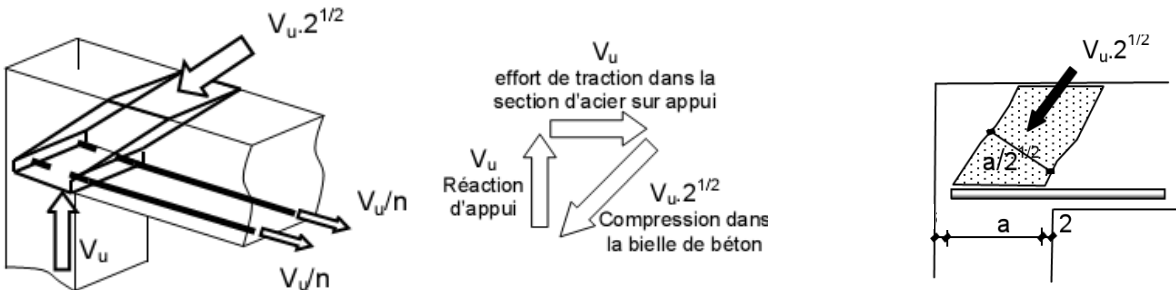
$(A_s / S_t)_{min} \geq 0,4.b_0/f_e = 0,4.12/400 = 0,012$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,105 \text{ cm}$

Pour $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,105 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2$

On prend : $3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$T_u = 13,74 \text{ kN}$

$M_{appui} = 6,46 \text{ kN.m}$

$F_u = M_{appuis} / Z = 6,46 / 0,9.18.10^{-2} = 39,87 \text{ kN} \geq T_u = 13,74 \text{ kN}$

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

Compression de la bille d'about : La contrainte de compression dans la bielle est:

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

D'où $\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$

avec : "a" la longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$a \geq \frac{2.13,74.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,016 \text{ m} = 1,6 \text{ cm}$

$$a = 0.9d = 0,9 \cdot 18 = 16.2 \text{ cm} \geq 1.6 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :

$$A_s \geq \gamma_s \cdot V_u / f_e = \frac{1.15}{400} \times 13,74 \cdot 10 = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.55 \text{ cm}^2 \geq 0.38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues : La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}. La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit L_s = Ø f_e / 4τ_s.

$$\text{Ø : Diamètre d'une barre égale } 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$$

$$L_s = 1 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,21 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \text{ Ø} = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

Vérification de la flèche : On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0.054 \geq 0.0444 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{oser}} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0.054 > \frac{6,46}{15 \cdot 8,86} = 0,048 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot 0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.55}{12 \cdot 18} = 0.007 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc, condition veriefie

IV.4.8.3. Poutrelles planchers étages :

Les sollicitations maximales sont :

$$\text{E.L.U : } M_{travée} = 7, 54 \text{ kN.m}$$

$$\text{E.L.S: } M_{travée} = 5, 70 \text{ kN.m}$$

$$M_{appui} = 5, 55 \text{ kN.m}$$

$$M_{appui} = 3, 80 \text{ kN.m}$$

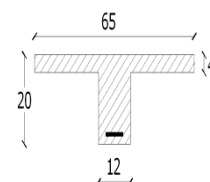
$$T_{max} = 12.05 \text{ kN}$$

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

En travée : Moment équilibré par la table " Mt "

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} (d - h_0 / 2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4 / 2) \times 10^{-3} = 58,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 7, 54 \text{ kN.m} < 58,95 \text{ kN.m}$$



Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire (bxht) = (65 x20) cm²

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 9.83 \cdot 10^3 / 65 \cdot (18^2) \cdot 14,17 = 0.025 < 0.392$$

$$\beta = 0.987$$

$$A_s = 9.83.10^3 / 0.987.18.348 = 1.22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A \frac{I}{0.81.ht.V'} \frac{f_{t28}}{f_{e \min}} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{cal}} = 1.22 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.36 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Soit la section à prendre en compte $A_s = 1.22 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : 3T10 (soit 2,36 cm²).

En appui : La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b_{0h})=12x20 cm² car le béton tendu négligé dans le calcul.

$$M_a = 5.5 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 5.5.10^3 / 12.(18^2).14.17 = 0.277 < 0.392$$

$$\beta = 0.833$$

$$A_s = 5.5.10^3 / 0.833.18.348 = 1.75 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A \frac{I}{0.81.ht.V'} \frac{f_{t28}}{f_{e \min}}$$

Donc : $A_{s\text{cal}} = 1.75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$condition vérifiée

Donc on adopte : 3T10 (soit 2.36cm²) 2T10 fil + 1T10 chapeau

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

En travée : $M_{\text{ser}} = 5.70 \text{ kN.m}$

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.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 2.36 \text{ cm}^2.$$

$$32.5.y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \Rightarrow y = 3.91 \text{ cm}$$

$$y = 3.91 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie :

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = 65.(3.91)^3/3 + 15.1.57(18 - 3.91)^2 = 8323.03 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{ser.y} / I_G = 5,70.10^3 .3.91 8323,03 = 2,68MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,68MPa < 15MPa \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max}=12.05$ kN

$$\tau_u = T_u / b_0.d = 12.05.10^{-3} / 0,12.0,18 = 0.55MPa$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.55MPa < \tau_u = 3.33MPa \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

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

Armatures transversales At (armatures de l'âme):

Diamètre :

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5,71 \approx 6mm.$$

$$\text{on adopte: } \phi_t = 6mm.$$

Escapement: St $\leq \min (0,9d ; 40cm)$

$$St \leq \min (16,2 ; 40cm) \Rightarrow St \leq 16,20cm$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : $St \leq \min (10\phi_t ; 15cm) \Rightarrow St \leq \min (10 \times 6 ; 15cm) = 10cm \Rightarrow St = 10 cm$

En zone courante : $(St \leq 15\phi_t) \Rightarrow St \leq (15 \times 6) \Rightarrow (St \leq 15 cm) \Rightarrow (St = 15 cm)$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0.st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k.f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K = 1 (fissuration non préjudiciable)

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

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

$$f_e = 400MPa ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0.d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)_u} \frac{T[X - (h/2)]_{max}}{X}}$$

$X=1,85 \text{ m}$

$h/2= 0,24/2 = 0,12\text{m}$

$X-(h/2)=1,85-0,12 = 1,73 \text{ m}$

Donc : $T_u(h/2)=12,05 \times 1,73/1,85 = 11,26\text{kN}$

$T_u(h/2) = 11,26\text{kN}$

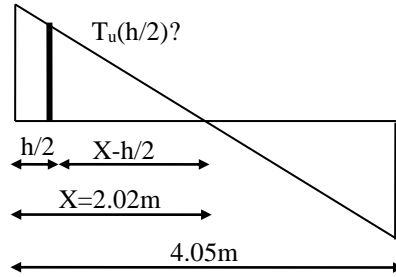
D'où : $\tau_u(h/2) = (11,26 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,521\text{MPa}$

$\tau_u (h/2)= 0,52 \text{ MPa}$

$(A_s /S_t)_{cal}=0,175\text{cm}$

$(A_s /S_t)_{cal} = \frac{(0,521-0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 12 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1,400} = 0,003\text{cm}$

$T_{max}=12.78\text{KN}$



Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$A_t \cdot f_e / b \cdot S_t \geq \max \left(\frac{0,521}{2}; 0,4\text{MPa} \right) = 0,4\text{MPa}$

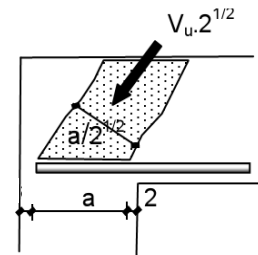
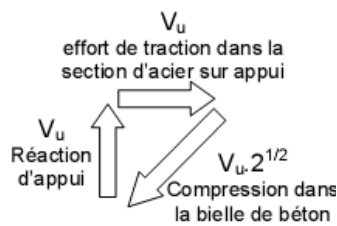
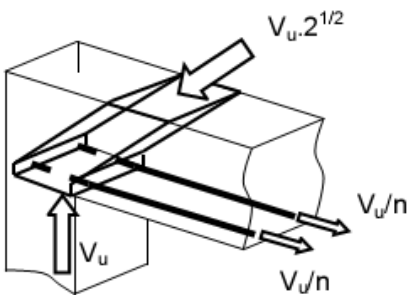
$(A_s /S_t)_{min} \geq 0,4 \cdot b_0 / f_e = 0,4 \cdot 12 / 400 = 0,012$

On prend la valeur maximale $\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,012 \text{ cm}$

Pour $S_t=10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,012 \times 10 = 0,12 \text{ cm}^2$

On prend : $2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t=10 \text{ cm}$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$T_u = 12,05\text{kN}$ et $M_{appui} = 3,80\text{kN.m}$

$F_u = M_{appui} / Z = 3,8 / 0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2} = 23,45 \text{ kN} \geq T_u = 12,05\text{kN}$

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

Compression de la bille d'about : La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

avec "a" la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \cdot 12,78 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12,25 \cdot 10} = 0,015\text{m} = 1,5 \text{ cm}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot 18 = 16,2 \text{ cm} \geq 1,5 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :

$$A_s \geq \gamma_s \cdot V_u / f_e = \frac{1,15}{400} \times 12,05 \cdot 10 = 0,34\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues : La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}. La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

La longueur de scellement droit L_s = Ø f_e / 4τ_s.

$$\text{Ø} : \text{Diamètre d'une barre égale } 12 \text{ mm} = 1,0\text{cm}$$

$$L_s = 1,2 \times 400 / 4 \times 2,84 = 42,25\text{cm}.$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \text{ Ø} = 5,5 \times 1,0 = 5,5\text{cm}.$$

Vérification de la flèche : On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 \geq 0,0444 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{3,8}{1,5 \cdot 5,5} = 0,046 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,59}{12,18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc ondition vérifiée

IV.4.9. Ferrailage de la dalle de compression : La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Section minimale des armatures

Perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec "l" l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 215\text{Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq 1,70/2 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage en $\phi 6$ avec des mailles de 15x15 cm de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles

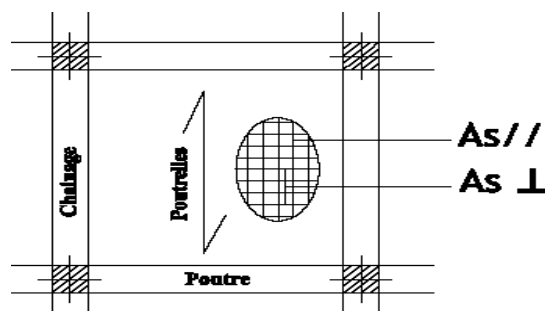


Figure II.2 Ferrailage de la dalle de compression

<p>Plancher Terrasse</p>	<p>→ 2T10 fil → 1T10 chap → 3T10 fil</p>
<p>Plancher étage courant</p>	<p>→ 1T10 fil → 1T10 chap. → 3T10 fil</p>

Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles

CHAPITRE V :

Etude sismique

V.1 Etudes sismique**V.2 Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.3. Méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **I**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre **Tour** ne répond pas aux critères (4.1.2) exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quand a l'application de la méthode statique équivalente.

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

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II. Donc nous avons utilisé **une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)** en utilisant le logiciel de calcul des structures **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2011**

V.4 Méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.1 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure,

V.4.2 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

V.4.3 Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

1. Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$

N : nombre de niveau au-dessus du sol et T_k : la période du mode K.

V.5. Calcul de l'effort sismique à la base :

V.5.1. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « V » est appliqué à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003) ;

Groupe	Zone			
	I	Ila	Ilb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone

Dans ce cas, **A = 0,10**

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,3$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de Systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour les coefficients R la valeur la plus petite, dans ce cas **R = 4**

- Après plusieurs études de variantes comportant différentes dispositions des voiles on a choisi la variante suivante
- W : Poids totale du bâtiment, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :
- $W = \sum_{i=1}^n W_i$; avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;
- W_{Qi} : Charges d'exploitation ;
- β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :
- β : 0,20

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30 0,40
	Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau V.3 : Coefficient de pondération

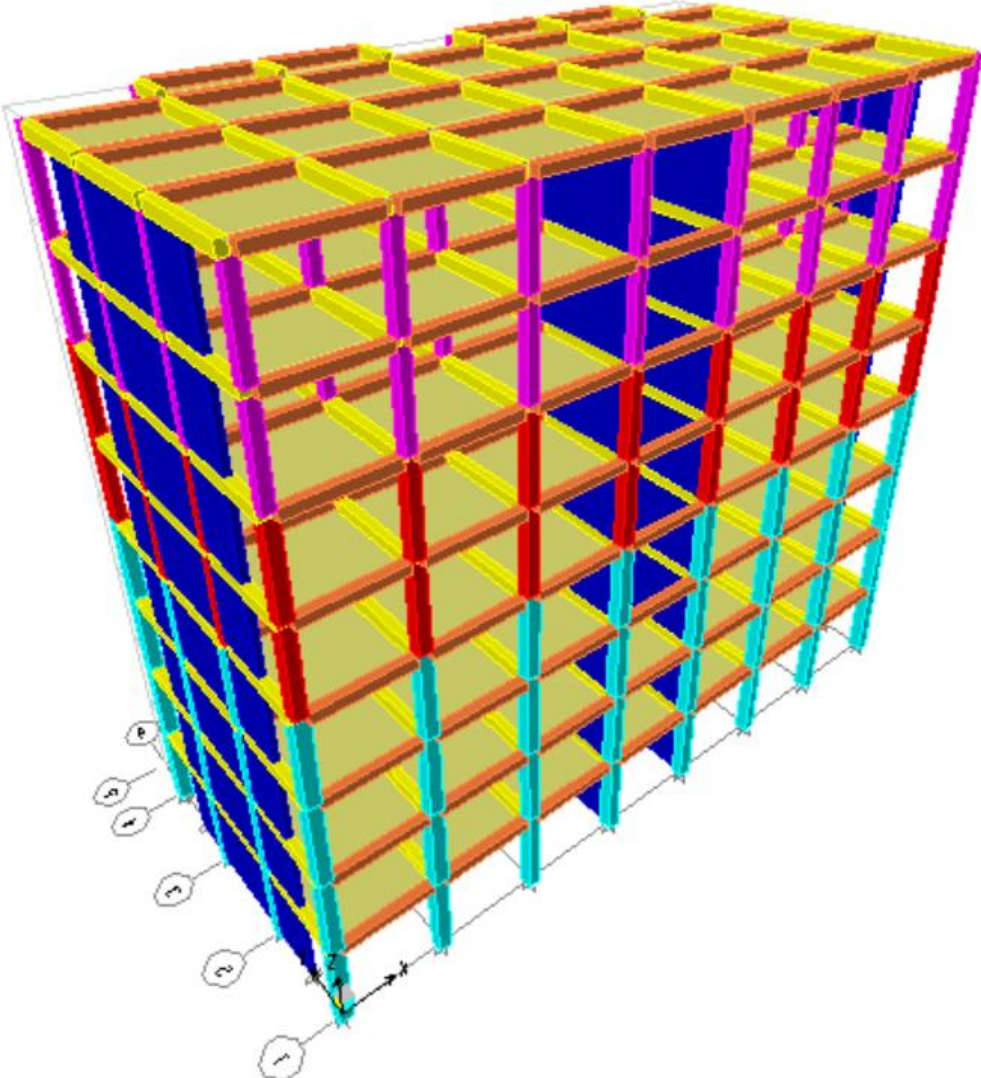


Figure V.1 : Modélisation 3-D du bâtiment

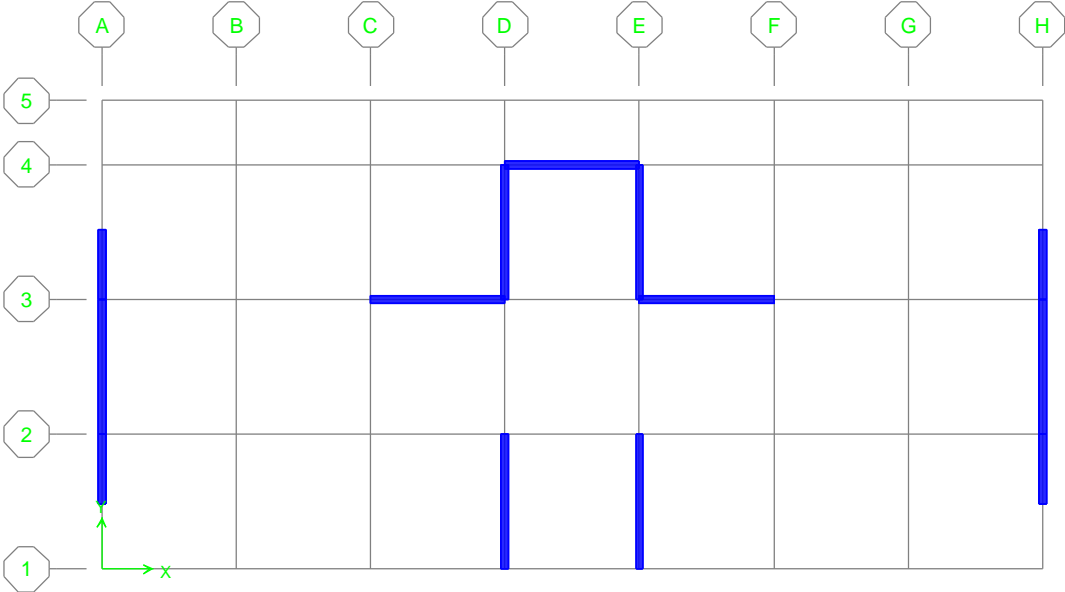


Figure V.2 : Disposition des voiles

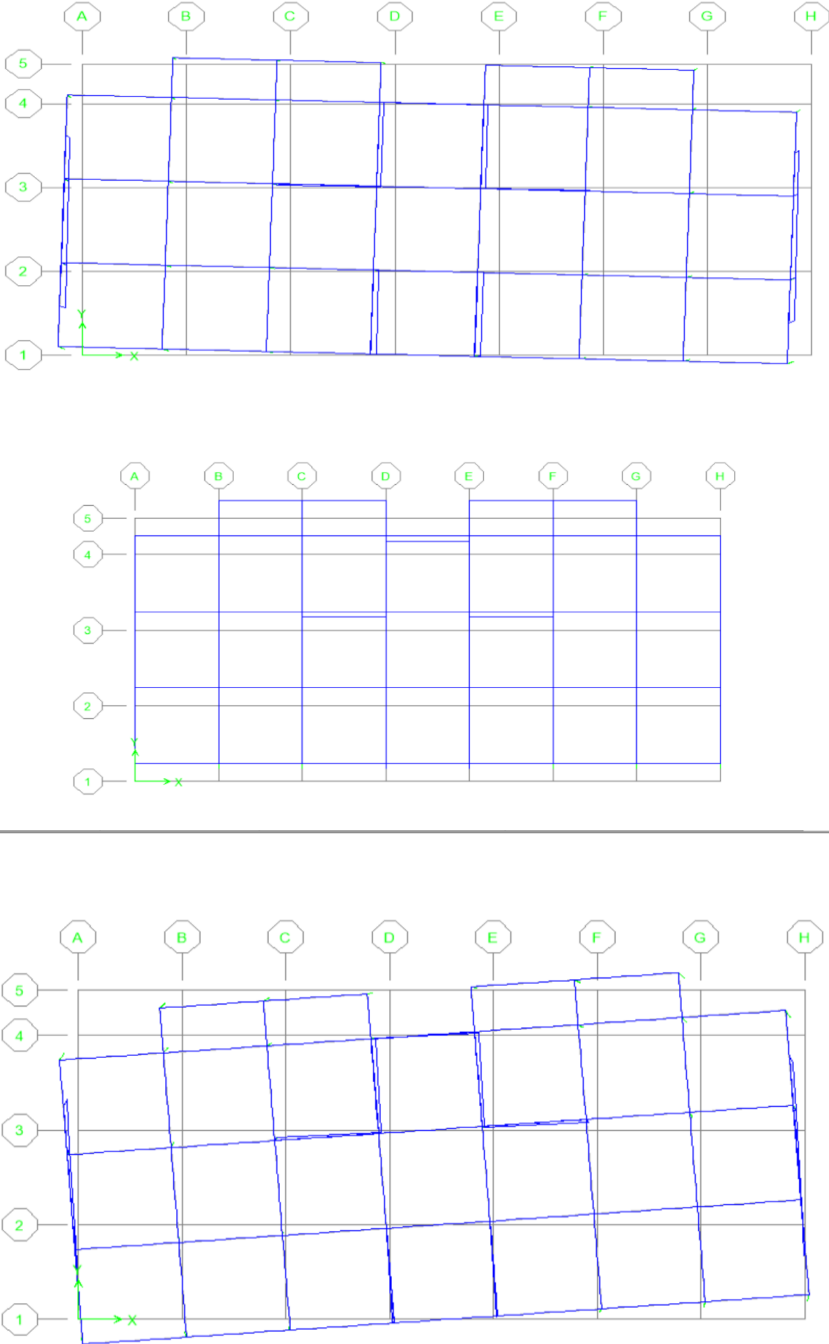


Figure V.3 : analyse de la structure dans les 3 modes

V.5.2. Détermination des poids (Wt) de la structure :

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **ETABS**

$$Wt = 29221,72 \text{ KN}$$

D : Facteur d’amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

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

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont données par le tableau suivant :

$$T_1=0,15 \text{ s et } T_2=0,50 \text{ s (site meuble S=3)}$$

Le facteur de correction d’amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,94$$

ξ : Pourcentage d’amortissement critique

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense)

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 suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.4 : Pourcentage d’amortissement critique

a) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale calculée numériquement doit être inférieure à celle donnée par les formules empiriques donnée par le **RPA 99/V 2003** (formule 4-6 de l'article 4-2-4) et évaluée au paragraphe à la page 55 ($T_{dyn} < 1,3 T_{emp}$).

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

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.

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 27,35\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$T_1 = 0,05 * (27,35)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0,598 \text{ s}$$

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad \mathbf{D_x = 25,90 \text{ m et } D_y = 11,1 \text{ m}}$$

$$T_2 = 0,09 * (27,35) / \sqrt{25,9} = \mathbf{0,48 \text{ s}} \quad T_3 = 0,09 * (27,35) / \sqrt{11,1} = \mathbf{0,73\text{s}}$$

$$\mathbf{T = \min (T_1, T_2, T_3) = 0,48}$$

b) Calcul de l'effort :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,1 \times 1,63 \times 1,3}{4} \times 29221,72 = 1548,02\text{kn}$$

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,42524	62,7435	0	0	62,7435	0
2	0,33179	0	69,3604	0	62,7435	69,3604
3	0,264921	10,9119	0	0	73,6554	69,3604
4	0,114653	15,8591	0	0	89,5145	69,3604
5	0,077059	0	20,2952	0	89,5145	89,6556
6	0,068019	1,5136	0	0	91,0282	89,6556
7	0,056288	4,542	0	0	95,5701	89,6556
8	0,037025	2,346	0	0	97,9161	89,6556
9	0,035441	0	5,9868	0	97,9161	95,6424

Tableau V.5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

On vérifié aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T :

Vérification des périodes.

T_{dyn}	T_{emp}	$1,3 T_{emp}$	$T_{dyn} < 1,3 T_{emp}$
0,425	0.48	0.624	C. Vérifié

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de ETABS :

	$V_{dx} (t)$	$V_{dy} (t)$
Forces sismiques	1389,3	1547,05

- Sens longitudinale :

$$V_{dx} = 1389,3 \text{KN} > 80\%V_{st} = 1238,41 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$V_{dy} = 1547,05 > 80\%V_{st} = 1238,41 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.6 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% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement ; $R = 4$
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

- $\bar{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1%h_e)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Sens X							
Story	UX	UY	δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta k= \delta_k- \delta_{k-1}$	0,1*h	Observation
ETAGE 7	0,0042	0	0,0042	0,0168	0,0024	0,306	CV
ETAGE 6	0,0036	0	0,0036	0,0144	0,002	0,306	CV
ETAGE 5	0,0031	0	0,0031	0,0124	0,0024	0,306	CV
ETAGE 4	0,0025	0	0,0025	0,01	0,0028	0,306	CV
ETAGE 3	0,0018	0	0,0018	0,0072	0,0024	0,306	CV
ETAGE 2	0,0012	0	0,0012	0,0048	0,002	0,306	CV
ETAGE 1	0,0007	0	0,0007	0,0028	0,0016	0,306	CV
RDC	0,0003	0	0,0003	0,0012	0,0012	0,306	CV

Sens Y							
Story	UX	UY	δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta k= \delta_k- \delta_{k-1}$	0,1*h	Observation
ETAGE 7	0,0002	0,0029	0,002907	0,011627553	0,001595605	0,306	CV
ETAGE 6	0,0002	0,0025	0,002508	0,010031949	0,002021955	0,306	CV
ETAGE 5	0,0001	0,002	0,002002	0,008009994	0,001597506	0,306	CV
ETAGE 4	0,0001	0,0016	0,001603	0,006412488	0,001994343	0,306	CV
ETAGE 3	0,0001	0,0011	0,001105	0,004418144	0,001618144	0,306	CV
ETAGE 2	0	0,0007	0,0007	0,0028	0,0012	0,306	CV
ETAGE 1	0	0,0004	0,0004	0,0016	0,0012	0,306	CV
RDC	0	0,0001	0,0001	0,0004	0,0004	0,323	CV

Tableau V.6 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié.

V.7. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Selon le Rpa99/2003 (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 :

$$\theta = \frac{Pk \cdot \Delta k}{Vk \cdot hk} \leq 0,10$$

Sens X						
Story	pk	Δk	vk	hk	Θk	Observation
ETAGE 7	3466,54	0,0024	321,73	3,06	0,00845073	CV
ETAGE 6	7013,53	0,002	600,26	3,06	0,0076367	CV
ETAGE 5	10669,53	0,0024	821,09	3,06	0,01019165	CV
ETAGE 4	14325,53	0,0028	1000,09	3,06	0,01310715	CV
ETAGE 3	18105,08	0,0024	1145,61	3,06	0,0123952	CV
ETAGE 2	21884,63	0,002	1261,75	3,06	0,01133638	CV
ETAGE 1	25490,32	0,0016	1342,42	3,06	0,00992854	CV
RDC	29221,72	0,0012	1389,3	3,23	0,00781427	CV

Sens Y						
Story	pk	Δk	vk	hk	Θk	Observation
ETAGE 7	3466,54	0,001596	382,71	3,06	0,00472313	CV
ETAGE 6	7013,53	0,002022	695,77	3,06	0,00666072	CV
ETAGE 5	10669,53	0,001598	927,07	3,06	0,00600833	CV
ETAGE 4	14325,53	0,001994	1112,42	3,06	0,00839306	CV
ETAGE 3	18105,08	0,001618	1267,46	3,06	0,00755374	CV
ETAGE 2	21884,63	0,0012	1397,27	3,06	0,00614213	CV
ETAGE 1	25490,32	0,0012	1492,25	3,06	0,00669875	CV
RDC	29221,72	0,0004	1547,05	3,23	0,00233915	CV

Tableau V.7 : Vérification de l'effet P-Δ

V.8. Conclusion

Aucun risque de soulèvement du bâtiment, car le poids du bâtiment étant plus grand que celui de la portance extrême. Par comparaison entre les forces horizontales dues au séisme et celle dues au vent, on remarque que le cas le plus défavorable à prendre en considération dans les calculs est le cas de l'action sismique, car elle est la plus importante

CHAPITRE VI :

Etude des éléments structuraux

VI.1. Ferrailage des poteaux :

VI.1.1. 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

Combinaisons spécifiques de calcul :

- *Combinaisons fondamentales* : « 1^{er} genre » BAEI 91

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots(ELU) \\ G + Q \dots\dots\dots(ELS) \end{array} \right.$$

- *Combinaisons accidentelles* : « 2^{eme} genre » RPA 99

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Pour une situation courante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

VI.1.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- 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 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum 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 25 cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

Type de poteaux	Type 1 (45X45)	Type 2 (40x40)	Type 3 (35X35)
$A_{min}=0.7\% \times S[\text{cm}^2]$	14,18	11.2	8,58
$A_{max1}=4\% \times S[\text{cm}^2]$	81	64	49
$A_{max2}=6\% \times S[\text{cm}^2]$	121,5	96	73,5

Tableau VI.1 : les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) :

Le tableaux ci-dessus présents l’illustration des résultats obtenus par le LOGICIEL ETABS :

Niveau		Type I (45x45) cm ² R.D.C....2 ^{eme}	Type II (40x40) cm ² 3 ^{eme}5 ^{eme}	Type III (35x35) cm ² 6 ^{eme} et 7 ^{eme}	
Poteau	Combinaison				
1 ^{er} genre	A ₁	N_{max}	964,05	464,13	230,03
		$M_{cor}(KN.m)$	12,12	9,32	7,47
	A ₂	N_{min}	16,68	14,72	0,11
		$M_{cor}(KN.m)$	4,31	13,42	9,93
	A ₃	M_{max}	23,76	23,67	23,16
		$N_{cor}(KN)$	477,12	273,67	78,2
2 ^{eme} genre	A ₄	N_{max}	1354,8	624,63	309,46
		$M_{cor}(KN.m)$	0,76	6,38	7,17
	A ₅	N_{min}	231,61	108,03	18,61
		$M_{cor}(KN.m)$	5,40	5,86	8,04
	A ₆	M_{max}	31,05	25,01	25,67
		$N_{cor}(KN)$	866,91	348,59	100,19

Tableau VI.2 : Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre et du 2^{eme} genre

VI.1.3. Exemple de calcul :

Section (45x45) cm² :

Données :

Large Dimension du poteau (45 x 45) cm²

Enrobage c = 2.5 cm

Hauteur utile d =40.5 cm

Contrainte d’acier $F_e = 400$ MPa

Contrainte du béton à 28 jours $f_{c\ 28} = 25$ MPa

Contrainte limite de traction de béton $f_{t\ 28} = 2.1$ MPa

Fissuration peu préjudiciable

Combinaison de 1^{er} genre :

- **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12,12}{964,05} = 0.0125 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 964,05 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,0125 \right) = 185,58 \text{ KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0.514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,45 \times 0,45 \\ 964,05 \times 0,405 \times \left(1 - 0.514 \times \frac{964,05 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 964,05 < 2324,23 \text{ KN} & \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u = 185,58 \text{ KN.m} < 389,69 \text{ KN.m} & \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (**A₁ = A₁' = 0**).

- **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,31}{16,68} = 0.25 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 16,68 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,25 \right) = 7,17 \text{ KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0.514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,45 \times 0,45 \\ 16,68 \times 0,405 \times \left(1 - 0.514 \times \frac{16,68 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14.17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 16,68 < 2324,23 \text{ KN} & \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u = 7,17 \text{ KN.m} < 16,75 \text{ KN.m} & \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (**A₂ = A₂' = 0**).

- **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{23,76}{477,12} = 0.049 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 477,12 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,049 \right) = 109,26 \text{ KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,45 \times 0,45 \\ 477,12 \times 0,405 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{477,12 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 477,12 \text{KN} < 2324,23 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u = 109,26 \text{KN.m} < 193,05 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A_3' = 0$)

Combinaison de 2^{er} genre :

- **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,76}{1354,8} = 0,0005 \text{ m}$$

$$M_{acc} = N_{acc} \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1354,8 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,0005 \right) = 244,54 \text{KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_{acc} = 1354,8 \text{KN} < 2324,23 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_{acc} = 244,54 \text{KN.m} < 547,21 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A_4' = 0$).

- **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5,40}{231,61} = 0,023 \text{ m}$$

$$M_{acc} = N_{acc} \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 231,61 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,023 \right) = 47,01 \text{KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_{acc} \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_{acc} \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_{acc}}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,45 \times 0,45 \\ 231,61 \times 0,405 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{231,61 \times 10^4}{450 \times 405 \times 18,48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{acc} = 231,61 \text{KN} < 2324,23 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_{acc} = 47,01 \text{KN.m} < 93,75 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A_4' = 0$).

- **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{31,05}{866,91} = 0,035 \text{ m}$$

$$M_{acc} = N_{acc} \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 866,91 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,035 \right) = 186,38 \text{ KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_{acc} \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_{acc} \leq N_{acc} d \left(1 - 0,514 \frac{N_{acc}}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,45 \times 0,45 \\ 866,91 \times 0,405 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{866,91 \times 10^4}{450 \times 405 \times 18,48} \right) \end{cases}$$

$\begin{cases} N_{acc} = 866,91 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_{acc} = 186,38 \text{ KN.m} < 350,49 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$

Niveau	Combi	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} cm ²	A _{adoptée} cm ²
		N (KN)	M (KN.m)	A _{ca} (cm ²)	N _{acc} (KN)	M _{acc} KN.m	A _{cal} cm ²		
Type 1 45x45 cm ²	A	964,05	12,12	0	1354,8	0,76	0	14,18	8T16 16,08cm ²
	B	16,68	9,31	0	231,61	5,40	0		
	C	477,12	23,76	0	866,91	31,05	0		
Type 2 40x40 cm ²	A	464,13	9,32	0	624,03	6,38	0	11,2	8T14 12,32 cm ²
	B	14,72	13,42	0	108,03	5,86	0		
	C	273,67	23,76	0	348,59	25,01	0		
Type 3 35x35 cm ²	A	230,03	7,47	0	309,46	7,17	0	8,58	8T12 9,05 cm ²
	B	0,11	9,93	0	18,61	8,04	0		
	C	78,2	23,16	0	100,19	25,67	0		

Tableau VI.3. : Les sections retenues des poteaux

VI.1.4. Les vérifications :

- **Exemple de calcul :**

Vérification de la contrainte de cisaillement : « poteau le plus sollicité (45x45) cm² » :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{73,6}{45 \times 40,5} = 0,0403 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0403 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Calcul des armatures transversales :**

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par RPA 99/V2003.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est : $\Phi 8$.

- **Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$$\rho_a : \text{Coefficient correcteur égale à : } \begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

- **Espacement :** D'après le RPA 99/2003 conformément à l'article (7.4.2.2) on :

{Zone nodale $Zone_1: S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$
 {Zone courante $Zone_1: S_t \leq 15\Phi_l = 30 \text{ cm} \rightarrow$ On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Calcul de l'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 \leq 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 73,6}{45 \times 235} = 0.391 \text{ cm}^2$$

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\text{Alors } \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0.4 \text{ MPa}\} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.769 \text{ cm}^2.$$

• **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 75 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 75 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

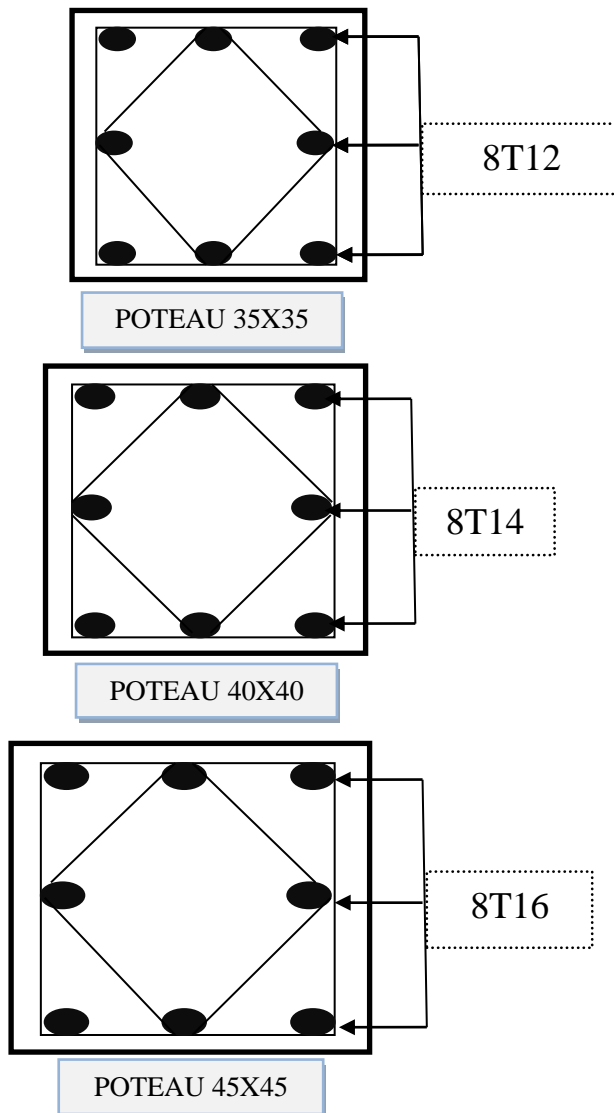


Figure VI.1 : Ferrailage des poteaux

VI.2 Ferrailage des poutres :

VI.2.1. Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et 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^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

Les armatures longitudinales :

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

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% bh_t$.
- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% bh_t$. (Zone courante)
 $A_{max2} = 6\% bh_t$. (Zone de recouvrement).

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone I et II

VI.2.2. Sens longitudinal : « poutre secondaire » :

- **Armatures longitudinales :**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{min} = 0,5\% b \cdot h_t$	30	35	5,25
$A_{max1} = 4\% b \cdot h_t$	30	35	42

$A_{\max 2} = 6\% b.h_t$	30	35	63
--------------------------	----	----	----

Tableau VI.4 : les sections min et max des poutres secondaires.

VI.2.3. Sens transversal : « poutre principale » :

- **Armature longitudinale :**

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\% b.h_t$	30	40	6
$A_{\max 1} = 4\% b.h_t$	30	40	48
$A_{\max 2} = 6\% b.h_t$	30	40	72

Tableau VI.5 : les sections min et max des poutres principales.

VI.2.4. Exemple de calcul :

En appuis :

Données :

- Largeur de la poutre $b=35$ cm.
- Hauteur de la section $h_t=40$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9xh_t = 36$ cm.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ Mpa.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable.

Moment ultime M_u	M_u (KN.m)	19,868KN.m	$\mu = 0,030 < 0,392$ Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0,030	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0392	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,984	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	1,61cm ²	

Tableau VI.6 : ferrailage en appuis du plancher TERASSE

En travée :

Moment ultime M_u	M_a	12,939KN.m	$\mu = 0,020 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_a / (b x d^2 x f_{bc})$	0,02	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,039	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,989	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s x \beta x d)$	1,04 cm ²	

Tableau VI.7 : ferrailage en traves du plancher TERASSE

VI.2.5. Les vérifications :

-Sens transversal : « poutre principale »

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot ht = (0,5 \times 35 \times 40) / 100 = 7 \text{cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b x d) = 39,96 \times 10 / (35 \times 40) = 0,28 \text{Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{MPa}) = 3,25 \text{Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,28 < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\Phi_t \leq \min (11,42;35 ; 14) \text{ mm}$$

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

Calculs de L'espace :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (32,40 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

Zone nodale: $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi l ; 30 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min (11, 25 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

Zone courante: $S_t \leq h/2. \quad S_t \leq 20 \text{ cm}.$

Zone nodale : $S_t=10 \text{ cm}.$

Zone courante : $S_t=15 \text{ cm}.$

La section des armatures transversales :

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

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

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

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

$$F_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,84 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,039 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,28}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right) \frac{0,165 \times b}{f_e} \frac{0,42 \times 30}{400} \text{ min}$$

De (1) et (2) : on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où: A_t \geq 0,795 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Ancrege des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 39,96 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{app}} = 19,868 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 19,868 / 0,9 \times 45 \times 10^{-2} = 49,05 \text{ KN} > 39,96 \text{ KN}$$

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

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = F_b/S \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b/\sqrt{2} \end{array} \right.$$

d'ou: $\bar{\sigma}_b = 2T/ab$

a : longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$a \geq 2 \times 39,96 \times 1,5 / (0,8 \times 35 \times 25 \times 10) = 0,017 \text{ m} = 1,17 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 26 \text{ cm.}$$

a = 26 cm > 1,17 cm..... Condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{user} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{user} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max T = 39,96 kN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n = 6

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \varphi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$$\tau_{user} = 39,96 \times 10^3 / 0,9 \times 40 \times 4,398 \times 6 \times 10^2 = 0,42 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{user} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{user} = 0,42 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{user} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

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

La longueur de scellement droit $l_s = \phi f_c / 4 \tau_s$

Avec ϕ : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,835) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon u:

$$r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \varphi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 29,1 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 1,82 \text{ cm} \\ \varphi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 29,1 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 1,82 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de

40 φ 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) :

$$M_{ser} = 14,546 \text{ t.m} \quad A = 7 \text{ cm}^2$$

1-position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow \Rightarrow y = 12 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 80640 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc}:

$$\sigma_{bc} = K. y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{14,56 \times 10^3}{80640} \times 12 = 2,17 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Poutres Principale (de rive)								
Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	Tmax (KN)	Amin (cm ²)	Acal (cm ²)	A adopter (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	Appuis	19,868	17,573	19,868	39,96	7	1,61	3T14=4,62
	Travée	12,939	9,474	12,939			1,04	3T14=4,62
Étage courant	Appuis	24,228	20,028	24,228	48,72	7	1,97	3T14=4,62
	Travée	15,818	11,566	15,818			1,28	3T14=4,62
Étage commerce	Appuis	26,99	19,519	26,99	58,51	7	2,2	3T14=4,62
	Travée	19,588	14,083	19,588			1,59	3T14=4,62

Tableau VI.8 : Ferrailage des poutres principale de rive

Tableau VI.9 : Ferrailage des poutres principale de rive

Poutres Principale (intermédiaire)								
Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	Tmax (KN)	Amin (cm ²)	Acal (cm ²)	A adopter (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	Appuis	60,38	45,232	60,38	81,74	7	5,08	3T14+2T12=6,88
	Travée	31,06	22,834	31,06			2,55	3T14+2T12=6,88
Étage courant	Appuis	60,937	45,821	60,937	81,76	7	5,13	3T14+2T12=6,88
	Travée	26,809	19,542	26,809			2,19	3T12=3,39
Étage commercial	Appuis	44,567	32,517	44,567	90,91	7	3,7	3T14=4,62
	Travée	33,028	23,532	33,028			2,71	3T12=3,39

Poutres Secondaire (de rive)								
Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de Calcul	Tma x (KN)	Amin (cm ²)	Acal (cm ²)	A adopter (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	Appuis	17,367	13,538	17,367	16,5	6	1,41	3T12=3,39
	Travée	6,703	5,157	6,703			0,49	3T12=3,39
Étage courante	Appuis	22,536	17,66	22,536	26,25	6	1,83	3T12=3,39
	Travée	8,987	6,864	8,987			0,72	3T12=3,39
Étage commercial	Appuis	11,46	9,204	11,46	19,87	6	0,92	3T12=3,39
	Travée	6,692	5,041	6,692			0,54	3T12=3,39

Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres principale de rive

Poutres Secondaire (intermédiaire)								
Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de Calcul	Tma x (KN)	Amin (cm ²)	Acal (cm ²)	A adopter (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	Appuis	26,66	21,263	26,66	20,28	6	2,18	3T12=3,39
	Travée	21,372	16,915	21,372			1,74	3T12=3,39
Étage courante	Appuis	23,369	20,973	23,369	20,17	6	1,9	3T12=3,39
	Travée	21,301	16,665	21,301			1,73	3T12=3,39
Étage commercial	Appuis	7,818	6,724	7,818	9,02	6	0,63	3T12=3,39
	Travée	3,588	3,162	3,588			0,29	3T12=3,39

Tableau VI.11 : Ferrailage des poutres principale de rive

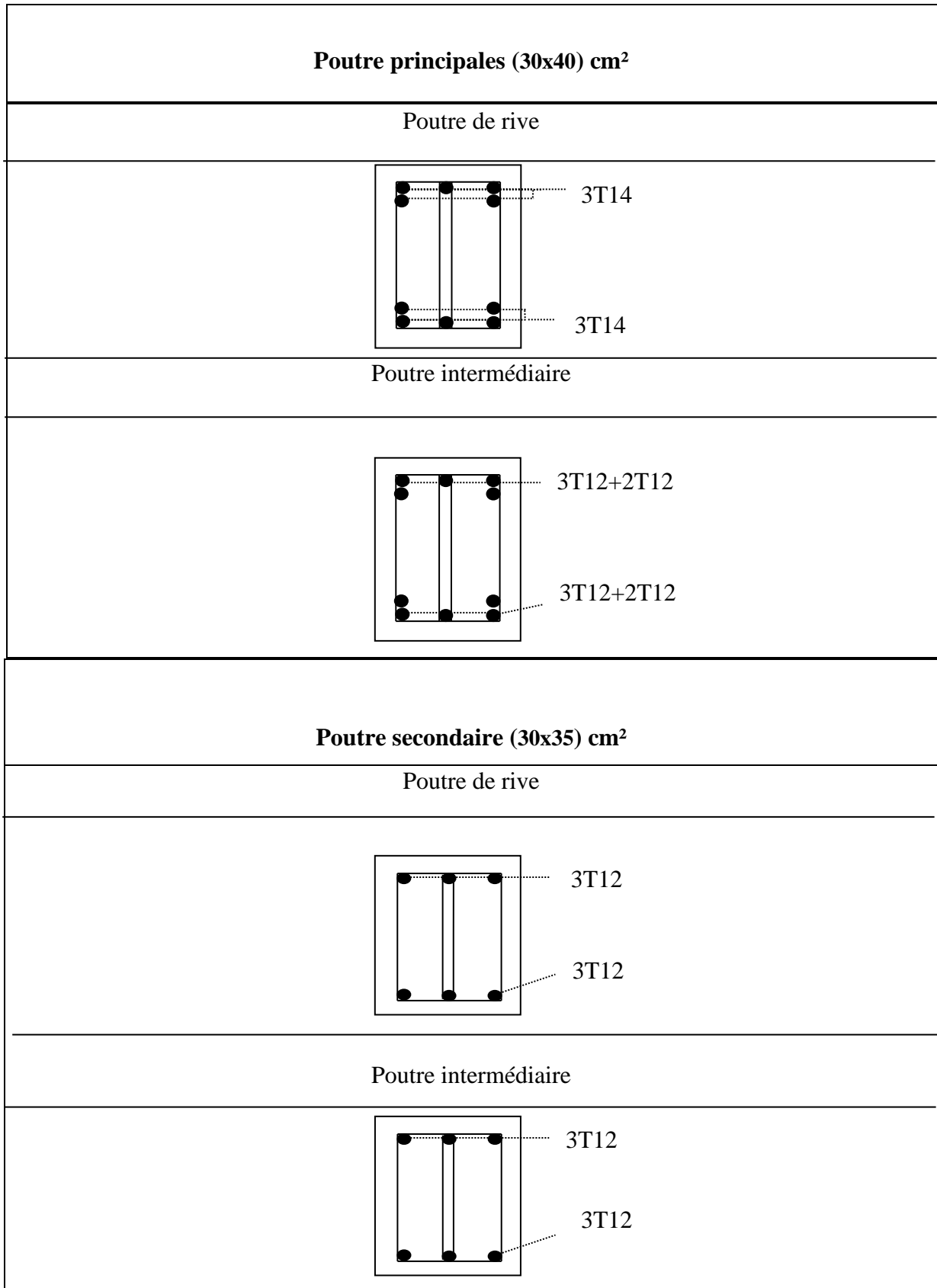


Figure VI.2. Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires

VI.3. Ferrailage des voiles :**VI.3.1. Introduction :**

Le voile ou le 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.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,).

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voiles - portiques) ; ce système de contreventement 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 structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer 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 déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

VI.3.2. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas de (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).

VI.3.3. Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VI.3.4. 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+E (Vérification du béton).

0.8G±Q+E (Calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales.

VI.3.5. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/ (**Version 2003**).

$$A_{\min} = 0,15\% . a . L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, On ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min}$, On ferraille avec A_v .

3^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée,

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.3.6. Les armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de Direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur Du voile.

VI.3.7. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15%

En zone courante 0,10 %.

VI.3.8. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

Voile de rive :

$$A = (0,45^2 \times 2) + 0,2 \times 3,25 = 1,055 \text{ m}^2$$

$$I = (0,2 \times 3,25^3) / 12 = 0,572 \text{ m}^4$$

$$V = 2,3 \text{ m}$$

$$N = 406,27 \text{ KN}$$

$$M = 4,43 \text{ KN.m}$$

$$T = 2,48 \text{ KN}$$

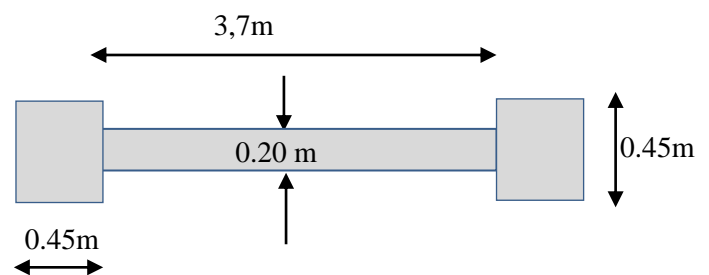


Figure VI.2. Voile Type 1

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{406,27 \times 10^{-3}}{1,055} + \frac{4,43 \times 2,3 \times 10^{-3}}{0,572} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{406,27 \times 10^{-3}}{1,055} - \frac{4,43 \times 2,3 \times 10^{-3}}{0,572} = 0,36 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% . a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{\min} = 0,15\% . a.L = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre « D » :

$$D \leq \frac{1.a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm}$$

On prend $D=12 \text{ mm}$.

Donc on prend : 5T12 p.m. =5.65 cm²/m

L'espacement « St » :

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2.a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5.a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}}; St_{\text{RPA 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $St = 20 \text{ cm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement « τ_b » :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de L'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

$$\text{-La contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0.d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b₀ : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.(d=0,9 x h).

h : hauteur totale de la section brute.

la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5MPa$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{b_0 \cdot d} = 1.4 \times \frac{2,48 \times 10^{-3}}{0.2 \times (0.9 \times 3,25)} = 0.00593 MPa$$

$$\tau_u = 0.00593 MPa \leq \bar{\tau}$$

$$= 5 MPa \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Disposition des armatures :

Armatures verticales :

Les arrêts, jonctions et enrobages 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, être doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On a :

$$S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t/2 = 10 \text{ cm}$$

$$\leq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$L = 370 \text{ cm} \Rightarrow L/10 = 37 \text{ cm}$$

Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø.

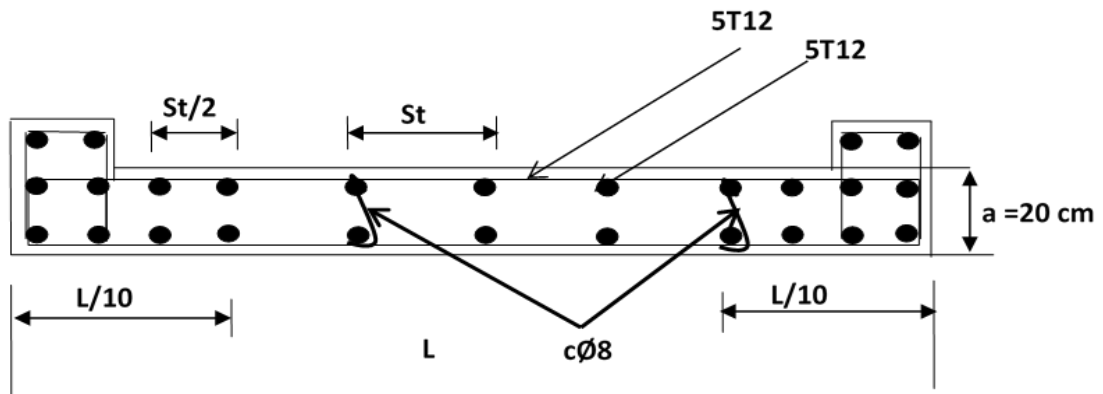
Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués Conformément aux règles de béton armé en vigueur $S_t \leq \min (1,5.a; 30 \text{ cm})$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 De l'épaisseur du voile.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures

Verticales soit T12 avec un espacement de 20 cm



VI.4.2. 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 $St \leq \min(1.5a; 30 \text{ cm})$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.4.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

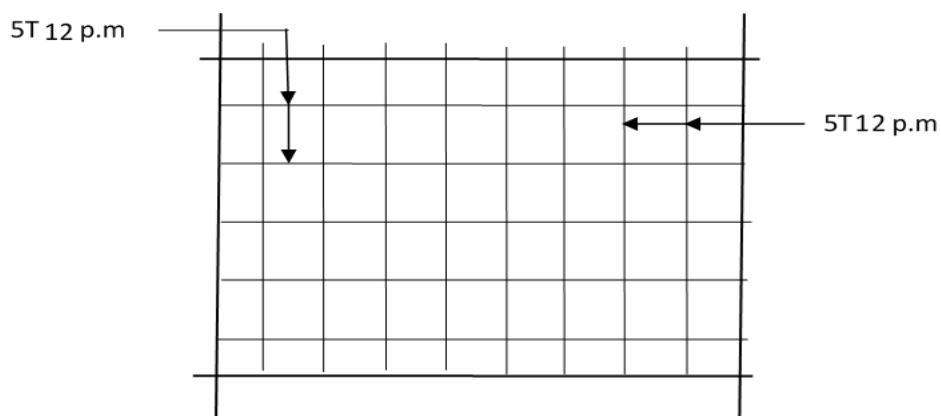


Figure VI.3. Vue de face de voile

VII.4.4. Vérification de σ_b a letat limite de service

Détermination des contraintes :

$$A = (0.45^2 \times 2) + 0.2 \times 3,25 = 1,055 \text{ m}^2$$

$$I = (0.2 \times 3,25^3) / 12 = 0,572 \text{ m}^4$$

$$V = 2,3 \text{ m}$$

$$N = 333,67 \text{ KN}$$

$$M = 4,31 \text{ KN.m}$$

$$T = 2,41 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{333,67}{1,055} + \frac{4,31 \times 2,3}{0,572} = 0.334 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{266,24}{1,055} - \frac{3,89 \times 2,75}{0,572} = 0.298 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Max} (\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0.6 \times f_{c28}$$

$$0.334 \leq 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.5. Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile (L ELU):

L'effort normal ultime Nu es donnée comme suite :

$$A = (0.45^2 \times 2) + 0.2 \times 3,25 = 1,055 \text{ m}^2$$

$$I = (0.2 \times 3,25^3) / 12 = 0,572 \text{ m}^4$$

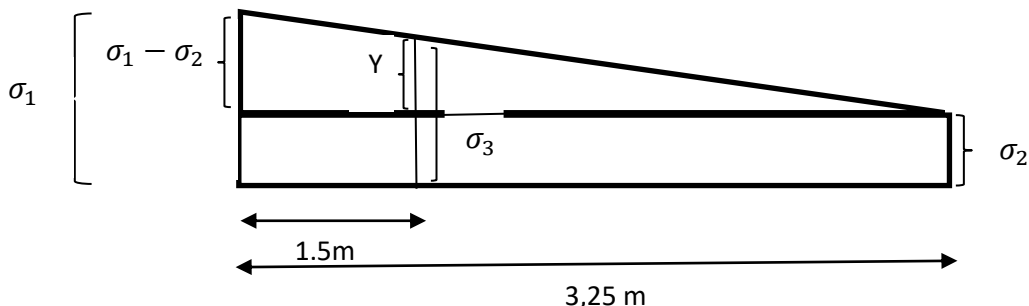
$$V = 2,3 \text{ m}$$

$$N = 455,37 \text{ KN}$$

$$M = 5,93 \text{ KN.m}$$

$$Nu \leq N_{ulim}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{455,37}{1,055} + \frac{5,93 \times 2,3}{0,572} = 0.455 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{455,37}{1,055} - \frac{5,93 \times 2,3}{0,572} = 0.407 \text{ MPa} \end{cases}$$



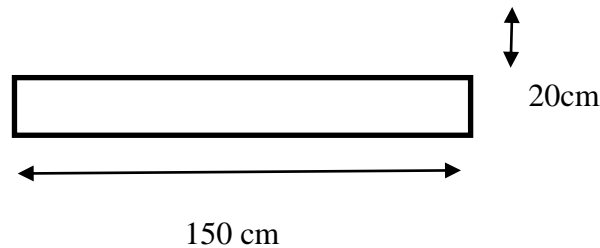
$$d \leq \min \left\{ \frac{He}{2} ; \frac{2}{3} Lc \right\}$$

Avec :

Lc : La longueur de la zone comprimé Lc= L

$$D \leq 1.53 m$$

On prend une bande de 1.5 m



$$\sigma_3 = y + \sigma_2$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L} = \frac{y}{L - d}$$

$$Y = \frac{\sigma_1 - \sigma_2 \times (L - d)}{L} = 25,84 m$$

$$\sigma_3 = 25,84 + 407 = 432,84 Mpa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = 443,92 Kn /m$$

$$Nu = \sigma_{moy} \times 1.5 \times 0.2 = 133,17 kn /m^2$$

$$Nulim = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 : \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

Pour une section rectangulaire (a x L) une aire réduite vaut :

$$Br = L(a - 2cm) = 1.50 \times 0.18 = 0.27 m$$

On appelle élancement λ le rapport :

$$\lambda = \frac{Lf}{i}$$

Lf : longueur de flambement $\rightarrow Lf = 0.85 \times He = 2.60 m$ (voile de rive)

Ou i est le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$i = 0.057$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 45.61 \text{ m} < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.63$$

I : moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{L a^3}{12} = \frac{1.5 \times 0.2^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4$$

B aire de la section de béton :

$$B = a \times L = 0.3 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0$$

$$N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_{ulim} = 3150 \text{ KN}$$

133,17 ≤ 3150 ... condition vérifiée

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.

Voile inter m :

$$A = (0.45^2) + 0.2 \times 1,625 = 0,53 \text{ m}^2$$

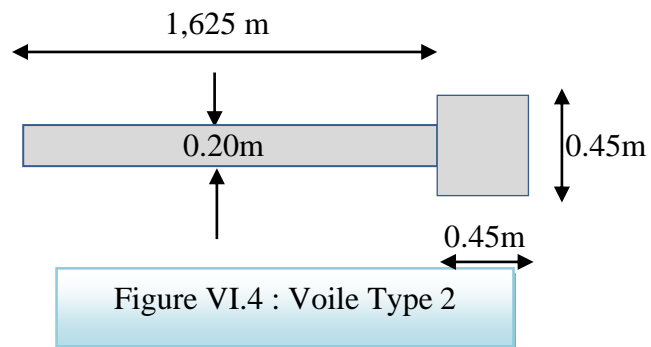
$$I = (0.2 \times 1,625^3) / 12 = 0.85 \text{ m}^4$$

$$V = 1.75 \text{ m}$$

$$N = 1411.7 \text{ KN}$$

$$M = 8.5 \text{ KN.m}$$

$$T = 5 \text{ KN}$$



Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}; \sigma_1 = \frac{14111.7 \times 10^{-3}}{1} + \frac{8.5 \times 1.75 \times 10^{-3}}{0.71} = 1.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}; \sigma_2 = \frac{14111.7 \times 10^{-3}}{1} - \frac{8.5 \times 1.75 \times 10^{-3}}{0.71} = 1.39 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% . a.L$$

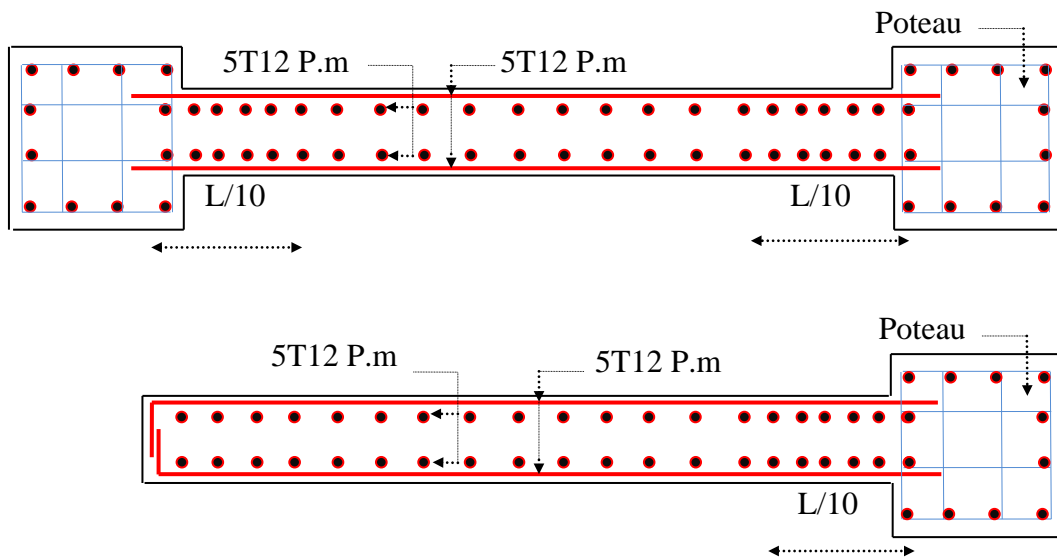


Figure VI.5 : Disposition des armatures des Voiles

CHAPITRE VII :

Etude de fondation

VII.1. Introduction :

On appelle fondations, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage. Les fondations doivent assurées deux fonctions essentiellement :

- Reprendre les charges et les surcharges supporté par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol.

Le calcul des fondations se fait comme suit.

- Dimensionnement à l'E.L. S : $G+Q$.
- Ferrailage à l'E.L. U : $1,35 G+ 1,5 Q$
- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $G\pm 0,8 E$
 $G+Q\pm E$

VII.2. Choix du type des fondations :

Le cas le plus souvent pour les bâtiments élevés la transmission des charges au sol est assurée par des radiers généraux d'où les semelles isolées et semelles filantes non admit même les semelles filantes croisées a cause du chevauchement de ces éléments de genre unique ou combiné ce qu'il nous conduite de parcourir au radier générale (Voire la figure VIII.1 ci-dessous)

VII.2.1. Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.

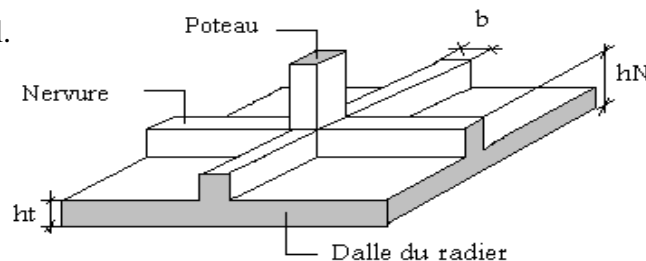


Figure VII.1. Radier général

VII.2.2. Calcul du radier :

Un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renviers mais fortement sollicité

VII.2.3. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes et charges d'exploitations dues à la Superstructure

VII.2.4. Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, Le sol d'assise de la construction est un sol ferme.

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,25 \text{ t/m}^3$
- La hauteur du remblai = 1,80m

Selon le calcul de notre structure faite par le logicielle ETABS, nous avons retenu comme combinaison d'actions à :

$$\text{E.L.U: } N_U = 4115,328 \text{ t, m}$$

$$\text{E.L.S: } N_{ser} = 3000,872$$

VII.2.5. Surface minimale du radier :

Pour notre projet, on prend un débord de 50 cm de chaque cote dans les deux directions, on aura une surface d'assise : $S=339 \text{ m}^2$.

Épaisseur du radier (h) :

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les conditions suivantes :

1^{ère} condition : Critère de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec : V_u : l'effort tranchant ultime : $V_u = QL/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 3,7 \text{ m}$

$$Q_u : N_u/S = 4115,328/339 = 12,13 \text{ t/m}^2$$

Par un mètre linéaire $Q_u \times 1 \text{ m} = 12,13 \text{ t/ml}$

$$V_u = 12,13 \times 3,7/2 = 22,45 \text{ t}$$

$$V_u/b \cdot d \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq V_u / 0,06 f_{c28} \cdot b = 22,45 / 0,06 \times 25 \times 10^2 \times 1$$

$$d \geq 0,149 \text{ m} = 14,9 \text{ cm}$$

2^{ème} condition : $L/25 \leq d \leq L/20 \Rightarrow 14,8 \leq d \leq 18,5$

$$h = d+c = 20+5 = 23\text{m}; \text{ on prend : } h=25; d=20 \text{ cm}$$

VII.2.6. Dimensionnement la hauteur de la poutre de libage :

Comme le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 370/9 \leq h \leq 370/6 \Rightarrow 41,11 \leq h \leq 61,66$$

On prend comme dimension : $h = 60\text{cm}, d=54\text{cm}$ et $b = 45\text{cm}$.

VII.2.7. Vérification des contraintes : En tenant compte du poids du radier et de la poutre :

$$\begin{aligned} \sigma_s &= (\sum N_{ser} + P_{radier} + P_{remblais \text{ et herissonage}} + P_{libage}/S) + P_{dallage} + P_{revêtement} \\ &= (3007,872 + (0,3 \times 339 \times 2,5) + (1,25 \times 339 \times 1,8) + (0,45^2 \times 2,5 \times 67,34)/339) + \\ &\quad (2,5 \times 0,1) + 0,116 = 12,33/\text{m}^2 = 1,23\text{bar} \leq \sigma_s = 2,5 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{condition} \\ &\text{vérifiée} \end{aligned}$$

VII.2.8. La longueur élastique : La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times 0,60^3/12 = 0,081\text{m}^4$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216419 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,45\text{m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 40 \text{ t/m}^2$.

$$L_e = \sqrt[4]{4 \times 3216419 \times 0,081 / 400 \times 0,45} = 8,7\text{m}$$

L_{max} : la longueur maximale entre axe des poteaux.

$$L_{max} = 3,70\text{m} < (\pi/2) \cdot L_e = 13,66\text{m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VII.2.9. Évaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$G_{radier} = \gamma_{ba} \times h = 2,5 \times 0,25 = 0,625 \text{ t/m}^2$$

$$G_{dallage} = 2,5 \times 0,1 = 0,25 \text{ t/m}^2$$

$$G_{revetement} = 0,116 \text{ t/m}^2$$

$$G_{remblais} = 1,25 \times 1,8 = 2,25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{Radier} = 0,625 + 0,25 + 0,116 + 2,52 = 3,51\text{t/m} ; \sigma_{max} = 12,13 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 12,13 - 3,51 = 8,62 \text{ t/m}^2$$

La charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est : $Q = 8,62\text{t/m}^2$

VII.2.10. Ferrailage du radier :

Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés 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^{ers cas}** : Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle travaille suivant les deux directions.
 Les moments sont donnés par : $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$; $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$
 Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$Panneau de rive
 $M_t = 0,75 M_0$Panneau intermédiaire
 Moment en appuis : $M_a = 0,2 M_0$Panneau de rive
 $M_a = 0,5 M_0$ Panneau intermédiaire
- **2^{eme cas}** : Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans le sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable.

VII.2.11. Exemple de calcul : -

$\alpha = l_x/l_y = 3,7/3,7 = 1 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens
 $\alpha = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0368$; $\mu_y = 1$
 $M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0368 \times 8,62 \times 3,7^2 = 4,34 t.m$
 $M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 1 \times 4,34 = 4,34 t.m$

Moment en travée : sens-X

$M_{t_x r} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 4,34 = 3,68 t.m$
 $\mu = 3,68 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,042$
 $\beta = 0,979$
 $A_s = 3,68 \times 10^4 / 0,979 \times 25 \times 348 = 4,32 cm^2/ml$
 \Rightarrow On adopte 5T12/ml , $A = 5.65 cm^2/ml$, $St = 25cm$

$M_{t_x int} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 4,34 = 3,25 t.m$
 $\mu = 3,25 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,036$
 $\beta = 0,982$
 $A_s = 3,25 \times 10^4 / 0,982 \times 25 \times 348 = 3.80 cm^2/ml$
 \Rightarrow On adopte 5T12/ml , $A = 5.65 cm^2/ml$, $St = 25cm$

Moment en travée : sens-Y

$M_{t_x r} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 4,34 = 3,68 t.m$
 $\mu = 3,68 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,042$
 $\beta = 0,979$
 $A_s = 3,68 \times 10^4 / 0,979 \times 25 \times 348 = 4,32 cm^2/ml$
 \Rightarrow On adopte 5T12/ml , $A = 5.65 cm^2/ml$, $St = 25cm$

$$M_{t_x \text{ int}} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 4,34 = 3,25 \text{ t.m}$$

$$\mu = 3,25 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,036$$

$$\beta = 0,982$$

$$A_s = 3,25 \times 10^4 / 0,982 \times 25 \times 348 = 3,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 5T12/ml, A=5,65 cm²/ml, St= 25cm

Moment en appuis : sens-X

$$M_{a_x r} = 0,2M_{0x} = 0,2 \times 4,34 = 0,86 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,86 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,009$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_s = 0,86 \times 10^4 / 0,996 \times 25 \times 348 = 1,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 5T10/ml, A=3,93 cm²/ml, St= 25cm

$$M_{a_x \text{ int}} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 4,34 = 2,17 \text{ t.m}$$

$$\mu = 2,17 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,02$$

$$\beta = 0,990$$

$$A_s = 2,17 \times 10^4 / 0,990 \times 25 \times 348 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 5T10/ml, A=3,93cm²/ml, St= 25cm

Moment en appuis : sens-Y

$$M_{a_y r} = 0,2M_{0y} = 0,2 \times 4,34 = 0,86 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,86 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,009$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_s = 0,86 \times 10^4 / 0,996 \times 25 \times 348 = 1,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 5T10/ml, A=3,93 cm²/ml, St= 25cm

$$M_{a_y \text{ int}} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 4,34 = 2,17 \text{ t.m}$$

$$\mu = 2,17 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,02$$

$$\beta = 0,990$$

$$A_s = 2,17 \times 10^4 / 0,990 \times 25 \times 348 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 5T10/ml, A=3,93cm²/ml, St= 25cm

VII.2.12. Ferrailage de poutre libage :

Principe de transmission des charges au libage :

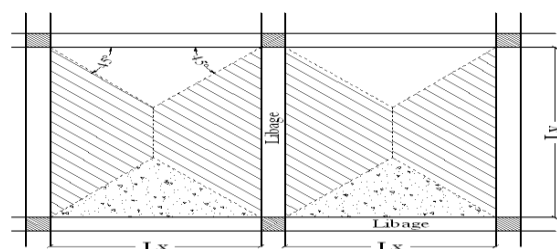


Figure VII.2. Ligne de Rupture d'un panneau

Dans le cas où la dalle travaille en deux sens la transmission des charges et surcharges aux poutres se fait selon la ligne de rupture représenté par des lignes discontinues suivant un angle de 90° d'où chaque poutre reprendre les charges de surface au voisinage. Les poutres libage sont considérées comme des poutres contenues et les sollicitations de calcul sont évaluées par les méthodes de RDM ou bien modalisées par l'un des logiciels d'analyse des structures.

VII.2.13. Calcul de la charge Q :

$$G_{poutre} = \gamma_{ba} \times h = 2,5 \times 0,60 = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$G_{dallage} = 2,5 \times 0,1 = 0,25 \text{ t/m}^2$$

$$G_{revetement} = 0,116 \text{ t/m}^2$$

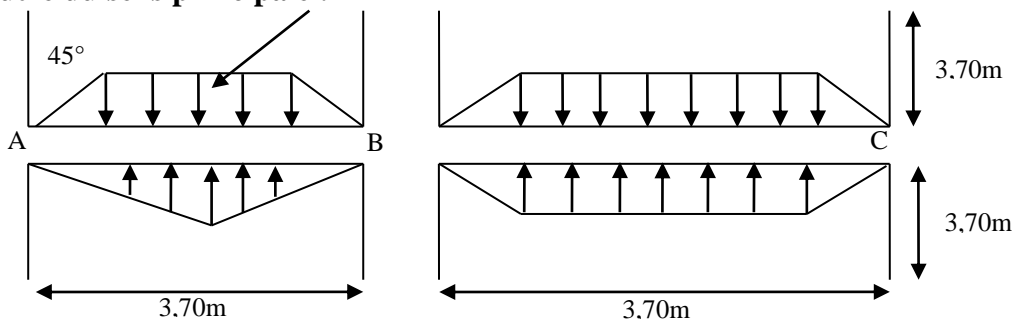
$$G_{remblais} = 1,25 \times 1,8 = 2,25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{Radier} = 1,5 + 0,25 + 0,116 + 2,25 = 4,11 \text{ t/m}^2; \sigma_{max} = 12,13 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 12,13 - 4,11 = 8,02 \text{ t/m}^2$$

VII.2.14. Exemple de calcul :

Poutre du sens principale :



VII.2.15. Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture :

Calcul de (Q1 ; Q2) : C'est la charge uniforme équivalent pour le calcul des moments

Calcul de Q1 (travée AB) : $L_{x1} = L_{x2} = 3,70\text{m}$; $L_{y1} = L_{y2} = 3,70\text{ m}$

$$Q1 = q \times lx[(1-(L_{x1}/2L_{y1}))]$$

$$Q1 = 8,62 \times 3,7[(1-(3,7/2 \times 3,7))] = 15,95 \text{ t/m}$$

Calcul de Q2 (travée BC) :

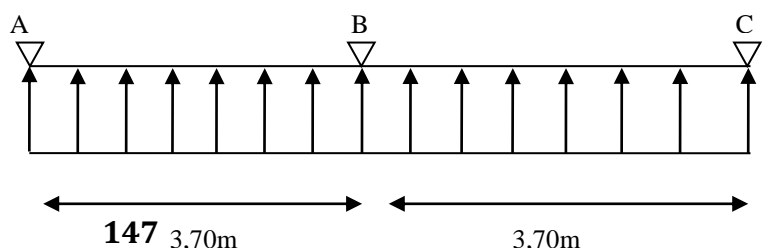
$$Q2 = q \times lx[(1-(L_{x1}^2/3L_{y1}^2))]$$

$$Q2 = 21,26$$

Calcul des moments :

La méthode de trois moments :

$$M_0^{AB} = Q1^2/8 = 27,29 \text{ t.m}$$



$$a_n = b_n = 1,85 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 67,32 \text{ m}^2$$

$$M_0^{BC} = Ql^2/8 = 36,38 \text{ m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,85 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 89,74 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 3,7M_A + 2(3,7+3,7) M_B + 3,7M_C = -6[67,32 \times 1,85/3,7 + 89,74 \times 1,8/3,7]$$

Avec : $M_A = 0,2 \cdot M_0^{AB} = 5,45 \text{ m}$

$$M_C = 0,2 \cdot M_0^{BC} =$$

$$7,27 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_B = -28,65 \text{ m}$$

Les moments en travées : $M_t^{AB} = [(M_A + M_B) / 2] + M_0^{AB} = 10,23 \text{ t.m}$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C) / 2] + M_0^{BC} = 18,41 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrillage :

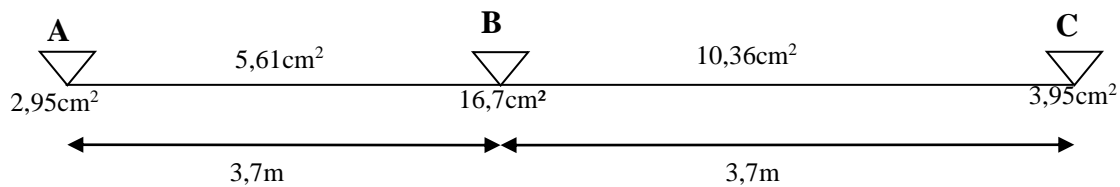
Travée (AB) : $A_s = 5,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte (4T14) /ml soit $A_s = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Travée (BC) : $A_s = 10,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte 6T16/ml soit $A_s = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$

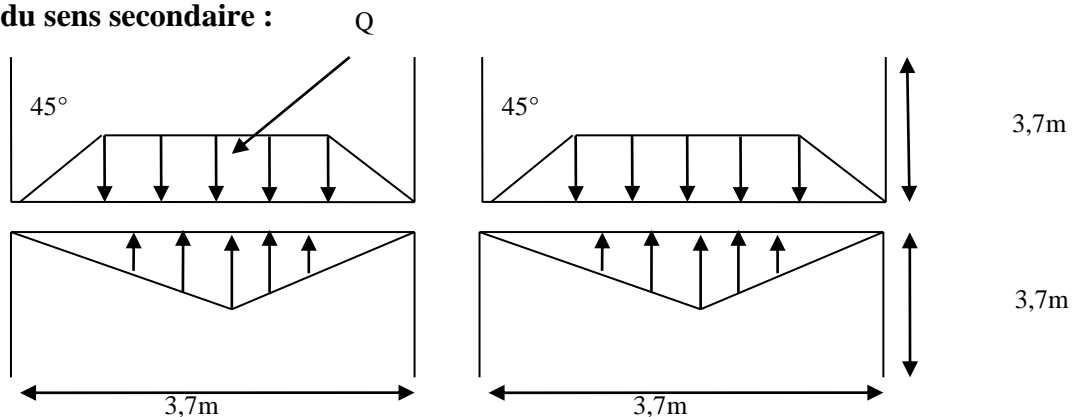
Appuis(A) : $A_s = 2,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T16/ml soit $A_s = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Appuis(B) : $A_s = 16,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T16/+ 6T16/ml soit $A_s = 18,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Appuis(C) : $A_s = 3,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T16/ml soit $A_s = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$



Poutre du sens secondaire :



Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture :

Calcul de (Q1 ; Q2) : C'est la charge uniforme équivalent pour le calcul des moments

Calcul de Q1 (travée AB) : $L_{x1} = 3,7m$; $L_{y1} = 3,7m$

$$L_{x2} = 3,7m$$
 ; $L_{y2} = 3,7m$

$$Q1 = q/2 [(1-(L_{x2}^2/3L_{y2}^2)). L_{x2}] + (2/3qL_{y2})$$

$$Q1 = 5.71/2 [(1-(5^2/3 \times 4.8^2)).5] + (2/3 \times 5.71 \times 4.8) = 27.38 \text{ t/m}$$

Calcul de Q2 (travée BC) :

$$Q2 = q/2 [(1-(L_{x2}^2/3L_{y1}^2)). L_{x2}] + (2/3qL_{y1})$$

$$Q2 = 5.71/2 [(1-(5^2/3 \times 4.5^2)).5] + (2/3 \times 5.71 \times 4.5) = 26.24 \text{ t/m}$$

Calcul des moments :

La méthode de trois moments :

$$M_0^{AB} = Ql^2/8 = 78.85t.m$$

$$a_n = b_n = 2.4 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3.L_n.M_0^{AB} = 252.33 \text{ m}^2$$

$$M_0^{BC} = Ql^2/8 = 66.42t.m$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2.25 \text{ m}$$

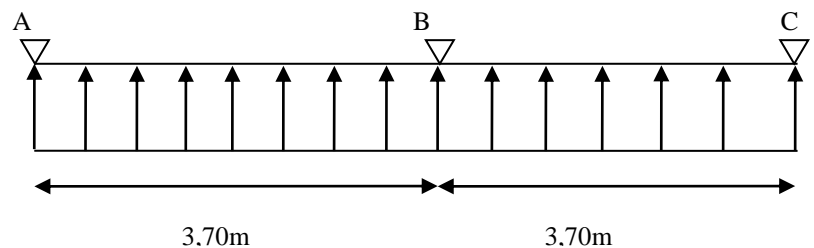
$$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1}.M_0^{BC} = 199.26 \text{ m}^2$$

$$(1) \Rightarrow 4.80M_A + 2(4.80 + 4.50) M_B + 4.5M_C = -6[(252.33 \times 2.4/4.80) + (199.26 \times 2.25/4.50)]$$

Avec : $M_A = -0,2$, $M_0^{AB} = -15.77t.m$

$$M_C = -0,2$$
, $M_0^{BC} = -13.28t.m$

$$\Rightarrow M_B = -65.55t.m$$



Les moments en travées : $M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 38.19t.m$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 27.00t.m$$

Calcul du ferrailage :

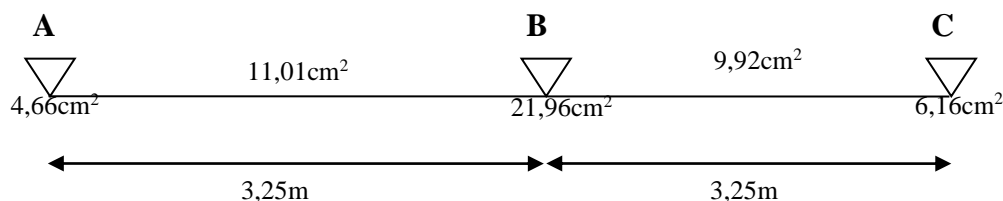
Travée (AB) : $A_s = 11,01cm^2/ml$, on adopte 2x4T14/ml soit $A_s = 12,32cm^2/ml$

Travée (BC) : $A_s = 9,92cm^2/ml$, on adopte 2x4T14/ml soit $A_s = 12,32cm^2/ml$

Appuis(A) : $A_s = 4,66cm^2/ml$, on adopte 4T16/ml soit $A_s = 8,04cm^2/ml$

Appuis(B) : $A_s = 21,96cm^2/ml$, on adopte (2x4T16) + 4T14/ml soit $A_s = 22,24cm^2/ml$

Appuis(C) : $A_s = 6,16cm^2/ml$, on adopte 4T16/ml soit $A_s = 8,04cm^2/ml$



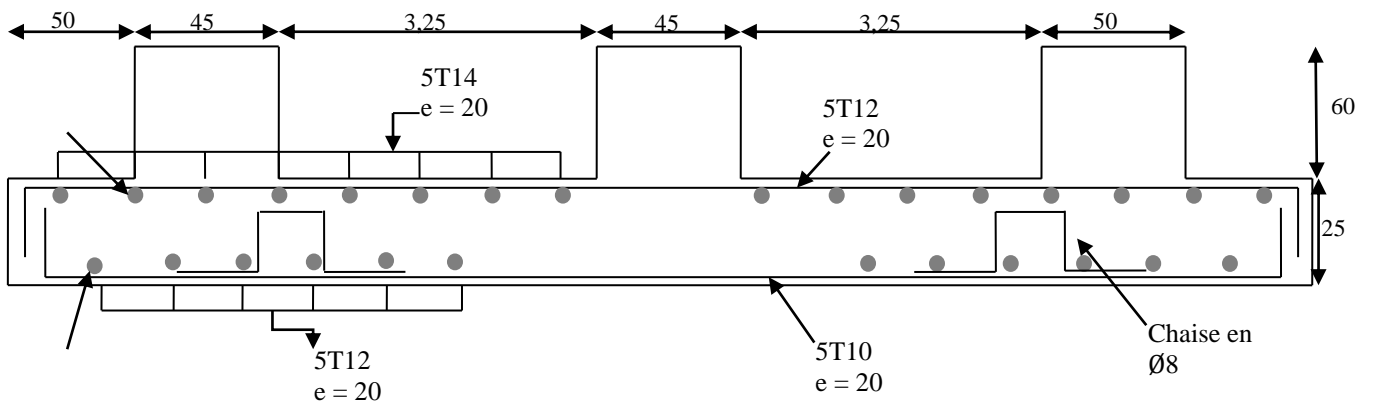


Figure VII.3. Ferrailage du radier

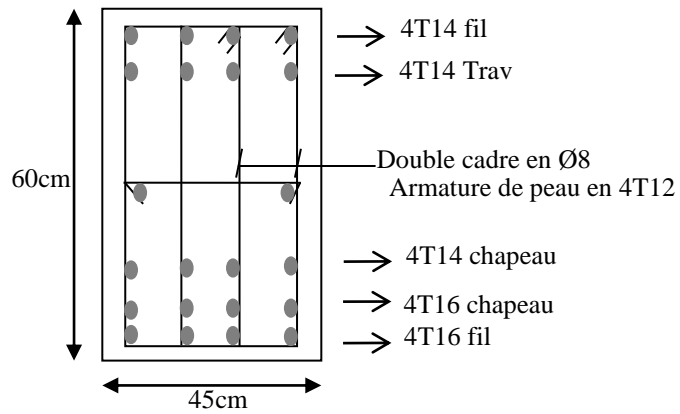


Figure VI.5. Ferrailage de poutre libage sens secondaire

Conclusion

Conclusion :

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

Pour élaboration ce document nous avons utilisé :

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).

Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA93**

THESE :

Étude d'un bâtiment en béton armé en R+7 à usage
D'habitation situé à Tiaret

Cours :

Cours génie parasismique présenté par **Mr MIMOUNI MOHAMED**
Projet structure en béton armé présenté par **Mr BELMAHI SAMIR**
Béton armé 1^{er} Année présenté par **Mr MIMOUNI MOHAMED**

Logiciels :

Logiciel d'analyse des structures ETABS Version 9.7.0.

Autodesk AutoCAD 2018

SOCOTEC

RDM6

EXCEL

WORD