

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 :
Mr. OUDDENE MOHAMED
Mr. KHETTAB ABDELMADJID

Sujet du mémoire

***Etude d'un bâtiment en béton armé (R+7)
à usage d'habitation implanté à Tiaret***

Soutenu publiquement le 01 Octobre 2020. Devant le jury composé de :

Mr. MIMOUNI	Président
Mr. D.I. KLOUCHE	Encadreur
Mr. G. ABADA	Examineur
Mr. B. A. BENYAMINA	Examineur

Promotion 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

*Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur **Mr. Kfouche DI**, pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.*

Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Mohamed et Abdelmadjid

Dédicace

Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de finir ce travail.

À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à ma chère mère qui a été à mon côté durant toute ma vie, à mon cher père qui a sacrifier toute leur vie afin de ma voir devenir ce que je suis.

Je dédie aussi ce mémoire :

À toute ma famille Ouddene

À tous mes amis, particulièrement :

Fadhila, Abderrahman, Fatima, Walid, Abdelkader Abdelmadjid

À tout ce qui ma encourager de proche et de loin de finir ce travail

À toutes la promotion de 2 ème année master GC.

Dédicace

Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le Courage de finir ce travail.

À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à ma chère mère Qui a été à mes côtés durant toute ma vie, et sacrifié toute sa vie Afin de me voir devenir ce que je suis.

Je dédie aussi ce mémoire :

À Mon Père

À Mes sœurs Hakima, Samira, Fatima

À Mon Frère Hamid

À toute ma famille

À tous mes amis, particulièrement :

Abdelkader, Ahmed, Nacer, Ibrahim, Yousef, surtout mon binôme Mohamed.

À tous ce qui m'ont encouragé de près ou de loin de finir ce travail.

À toute la promotion de 2ème année master GC.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية تتكون من طابق أرضي + 7 طوابق تقع بولاية تيارت.

ولاية تيارت مصنفة كمنطقة ضعيفة زلزاليا (صنف 1) حسب RPA.99/2003

نستعمل قواعد BAEL.91/99 و RPA.99/2003 للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة.

الكلمات المفتاحية: البناية، الخرسانة المسلحة، RPA.99/2003, BAEL.91/99

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un RDC plus (07) étages implanté à TIARET. Cette région est classée comme une zone de faible sismicité (Zone I) selon le **RPA.99 modifié 2003**.

En utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé **RPA.99 modifié 2003** et **BAEL.91 modifié 99**.

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

Abstract

This project presents a detailed study of a multipurpose building, consists of a ground floor + (07) floors, located in TIARET. This region is classified as a low seismic zone (zone I) according to the **RPA.99 modified 2003**.

Using the rules of calculation and verification of reinforced concrete (**RPA.99modified 2003** and **BAEL.91modified99**)

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

Liste des figures

CHAPITRE I : Généralités et hypothèses de calcul

Figure I. 1 : Vue en plan de la structure	4
Figure I. 2 : Diagramme parabole – rectangle.....	8
Figure I.3 : Diagramme rectangulaire	9
Figure I.4 : Diagramme de déformation – contraintes	11
Figure I.5 : Diagramme des déformations limitées de la section. - Règles des trois pivots -	13

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments de la structure

Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux	16
Figure II.2 : La section la plus sollicitée du poteau rectangulaire	20

CHAPITRE III: Calcul des planchers

Figure III.1 : Plancher à corps creux.....	27
Figure III.2 : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).....	28
Figure III.3 : Schéma explicatif (Méthode des 3 moments) (1).....	29
Figure III.4 : Schéma explicatif (Méthode des 3 moments) (2).....	29
Figure III.5 : Schéma explicatif (Méthode des 3 moments) (3).....	29
Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants	37
Figure III.7 : Coupe transversale de poutrelle.....	38
Figure III.8 : Condition de non fragilité (section en T).....	40
Figure III.9 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables	43
Figure. III.10: Schéma de la bielle d'about.....	44
Figure III.11 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants	48
Figure III.12 : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse	63

CHAPITRE IV: Eléments non structuraux

Figure IV.1 : Acrotère en béton armé	66
Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère.....	69
Figure IV.3 : Schéma de ferrailage du balcon (étage courant)	73
Figure IV.4 : Schéma de ferrailage de la porte à faux (terrasse)	73
Figure IV.5 : Volée d'escalier.....	74

Figure IV.6 : Vue de dessus de trois volées d'escalier	75
Figure IV.7 : Schéma statique d'une volée + palier.....	78
Figure IV.8 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier.....	79
Figure IV.9 : Ferrailage de 1 ^{ère} volée	82
Figure IV.10 : Ferrailage de 2 ^{ème} volée	82
Figure IV.11 : Ferrailage de 3 ^{ème} volée	83
Figure IV.12 : Des marches consol	83
Figure IV.13 : Schéma d'évaluation des charges (marches consol)	84
Figure IV.14 : Diagrammes de (M) et (T) des marches consol	85
Figure IV.15 : Ferrailage de la marche.....	88
Figure IV.16 : Schéma de poutre brisée.....	88
Figure IV.17 : Schéma d'évaluation des charges (poutre brisée).....	90
Figure IV.18 : Diagrammes de (M) et de (T).....	90
Figure IV.19 : Ferrailage de poutre brisée.....	95
Figure IV.20 : Schéma d'un ascenseur.....	96
Figure IV.21 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	99
Figure IV.22 : Dessin montrant la concentration des charges.....	99
Figure IV.23 : Les moments appliqués à la dalle.....	101
Figure IV.24 : Armatures inférieures (en travée).....	108
Figure IV.25 : Armatures supérieures (sur appuis).....	109

CHAPITRE V: L'étude sismique du bâtiment

Figure IV.1 : Modélisation de la structure a l'aide de logiciel ROBOT.....	111
Figure IV.2 : Diagramme de spectre de réponse.....	112
Figure IV.3 : La variante proposée.....	117
Figure IV.4 : Analyse de la structure Mode 1 (Translation) T = 0.54 sec.....	117
Figure IV.5 : Analyse de la structure Mode 2 (Translation) T = 0.53 sec.....	118

CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques

Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.....	130
Figure VI.2 : La zone nodale	136
Figure VI.3 : Ferrailage des sections des poteaux	137

CHAPITRE VII: Calcul des voiles

Figure VII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles (e = 20 cm).....	145
Figure VII.2 : Disposition du ferrailage dans les voiles (e = 20 cm).....	146
Figure VII.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles (e = 15 cm).....	150
Figure VII.5 : Disposition du ferrailage dans les voiles (e = 15 cm).....	151

CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : La distribution des sollicitations appliquées sur les semelles.....	159
Figure VIII.2 : La distribution des sollicitations appliquées sur les semelles sous poteaux.....	162
Figure VIII.3 : Exemple de chargement de la semelle.....	164
Figure VIII.4 : Ferrailage de semelle continue sous murs voiles.....	166
Figure VIII.5 : Ferrailage de semelle continue sous poteaux.....	167
Figure VIII.8 : Ferrailage de longrine.....	167

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Généralités et hypothèses de calcul

Tableau I.1 : Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours	7
Tableau I.2 : Les déformations limitent du pivot.....	13

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau II.1 : Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher terrasse (inaccessible).....	16
Tableau II.2 : Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher étage courant.....	17
Tableau II.3 : Charge permanente des Murs extérieur.....	17
Tableau II.4 : La loi de dégression.....	18
Tableau II.5 : Choix des sections des poteaux.....	23
Tableau II.6 : Dimensions des éléments porteurs.....	24

CHAPITRE III: Calcul des planchers

Tableau III.1 : Les moments en travées / Les efforts tranchants	36
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus (M en KN.m et T en KN) Plancher étage courant.....	38
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus (M en KN.m et T en KN) Plancher terrasse.....	54

CHAPITRE IV: Eléments non structuraux

Tableau IV.1 : Charges est surcharges de paillasse	77
Tableau IV.2 : Charges est surcharges de palier	77
Tableau IV.3 : Evaluation des moments et efforts tranchants	78
Tableau IV.4 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U).....	100
Tableau IV.5 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S).....	105

CHAPITRE V: L'étude sismique du bâtiment

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone « A ».....	115
Tableau V.2 : valeurs des pénalités P_q	115
Tableau V.3 : Valeurs de T_1 et T_2	118
Tableau V.4 : Pourcentage d'amortissement critique	119

Tableau V.5 : Les déplacements relatifs inter étages	121
Tableau V.6 : Vérification de L'effet P- Δ	122

CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques

Tableau VI.1 : Ferrailage et coffrage poutre principale (30 × 40) cm ²	129
Tableau VI.2 : Ferrailage et coffrage poutre secondaire (30×35) cm ²	130
Tableau VI.3 : Armatures minimales pour les poteaux.....	132
Tableau VI.4 : Sollicitations du premier genre	132
Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux	134

CHAPITRE VII: Calcul des voiles

CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1 : les sollicitations des poteaux est des voiles appliquées sur les semelles sous mur voile.....	158
Tableau VIII.2 : le dimensionnement et les vérifications des semelles continues sous murs voile.....	161
Tableau VIII.3 : ferrailage des semelles continues sous murs voiles.....	161
Tableau VIII.4 : les sollicitations appliquées sur les semelles sous poteaux.....	162
Tableau VIII.5 : le dimensionnement et les vérifications des semelles continues sous poteaux.....	166
Tableau VIII.6 : ferrailage des semelles continues sous poteaux.....	166

Notations

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

E : Action accidentelle

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible du béton

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'acier

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

σ_{bc} : Contrainte du béton

σ_{st} : Contrainte d'acier

τ_u : Contrainte de cisaillement

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{tj} : Résistance à la traction

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28 jours

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

γ_b : Coefficient de sécurité béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

θ : Coefficient d'application

η : Facteur de correction d'amortissement

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

μ_u : Moment ultime réduit

α : Position relative de la fibre neutre

z : Bras de levier

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p : Facteur de force horizontal

B_r : Section réduite

M : Moment fléchissant

T : Effort tranchant

N : Effort normal

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

V : Force sismique total

W_i : Poids sismique au niveau « i »

C_T : Coefficient de période

B : Coefficient de pondération

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I : Généralités et hypothèses de calcul

I.1 Présentation de l'ouvrage:	04
I.1.1. Caractéristiques géométriques:.....	05
I.1.2. Ossature et système constructif pris:.....	05
I.1.3. Caractéristiques géotechniques du sol:.....	06
I.2. Caractéristiques mécanique des matériaux :	06
I.2.1. Le béton:.....	06
I.2.1.1. Résistance mécanique:.....	07
I.2.1.2. Déformation et contraintes de calcul:.....	08
I.2.1.3. Contrainte admissible de cisaillement:.....	09
I.2.1.4. Modules de déformation longitudinale du béton:.....	10
I.2.1.5. Module de déformation transversale:.....	10
I.2.2. Les Aciers:.....	10
I.2.2.1. Diagramme déformation - contrainte:.....	11
I.2.2.2. Contraintes limites de traction des armatures:.....	11
I.3 Hypothèse de calcul:	12
I.3.1. E.L.U:	12
I.3.1.1. Hypothèses de calcul:.....	12
I.3.1.2. Règles des trois pivots:.....	12
I.3.2. E.L.S:.....	13
I.3.2.1. Hypothèses de calcul:.....	13
I.3.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites:.....	14

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments de la structure

II.1. Pré dimensionnement des planchers:	16
II.1.1. Détermination de l'épaisseur des planchers:.....	16
II.1.2. Descente de charge:.....	16
II.2. Pré dimensionnement des poutres:	19

II.2.1. Pré dimensionnement des poutres principales:.....	19
II.2.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires:	19
II.3. Pré dimensionnement des poteaux:	20
II.3.1. Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux:	20
II.3.2. Détermination de la section du Poteau (a × b)	21
II.4. Pré dimensionnement des voiles de contreventement:.....	23
II.5. Tableau des dimensions des différents éléments porteurs:	24

CHAPITER III: Calcul des planchers

III.1. Introduction:	26
III.2. Plancher à corps creux:.....	26
III.2.1. Dimensionnement des poutrelles:	27
III.2.2. Méthode de calcul des poutrelles:	28
III.2.2.1. Méthode forfaitaire:	28
III.2.2.2. Méthode des trois moments:	29
III.2.3. Calcul des poutrelles de plancher RDC et étages courants:	30
III.2.4. Calcul des poutrelles du plancher terrasse:	49

CHAPITRE IV: Eléments non structuraux

IV.1. Acrotère:	65
IV.1.1. Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité:	65
IV.1.2. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section:.....	66
IV.1.3. Calcul du ferrailage (E.L.U.):	67
IV.1.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimée A':.....	67
IV.1.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:	67
IV.1.4. Vérification des contraintes (E.L.S.):	68
IV.1.4.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :	68
IV.1.4.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :	68
IV.1.4.3. Contrainte de cisaillement:	68
IV.1.4.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:	69
IV.2. Balcon:.....	70
IV.2.1. Balcon étages courants:.....	70

IV.2.1.1. Les charges et les sollicitations:	70
IV.2.1.2. Ferrailage:.....	70
IV.2.1.3. Vérifications:	71
IV.2.2. Porte à faux (Terrasse):	73
IV.2.3. Schéma de ferrailage:	73
IV.3. Les escaliers:	74
IV.3.1 Dimensions des escaliers:	75
IV.3.2 Etude d'un escalier à trois volets:	76
IV.3.3 Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S:	77
IV.3.4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U:	78
IV.3.5 Ferrailage de (E.L.U):	79
IV.3.6 Vérifications:	81
IV.3.6.1 Justification vis à vis de l'effort tranchant:	81
IV.3.6.2 Vérification au niveau des appuis:	81
IV.3.6.3. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S:	81
IV.3.6.4. Vérification de la flèche:	82
IV.3.7. Etude de la volée à marches consol:.....	83
IV.3.7.1.Evaluation des charges et surcharges:.....	83
IV.3.7.2. Le ferrailage des marches consoles:.....	85
IV.3.7.3.Vérification a L'E.L.S:	86
IV.3.7.4.Justification vis à vis de l'effort tranchant:	86
IV.3.7.5. Vérification de la flèche:	86
IV.3.7.6. Vérification de la section d'armatures minimale:	87
IV.3.7.7.Ferrailage des armatures transversales:	87
IV.3.7.8. Ferrailage de la pailasse:.....	87
IV.3.8. Etude de la poutre brisée:.....	88
IV.3.8.1. Dimensionnement:	88
IV.3.8.2. Charges est surcharges de poutre brisée:	89
IV.3.8.3. Ferrailage (E.L.U):	91
IV.3.8.4 Vérifications:.....	92
IV.3.8.4.1. Justification vis à vis de l'effort tranchant:.....	92
IV.3.8.4.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S:.....	92
IV.3.8.4.3. Vérification de la flèche:.....	93
IV.3.8.5. Armatures transversales A_t :	93
IV.3.8.5.1. Vérification de la section d'armatures minimales:	94
IV.3.8.5.2. Section des armatures minimales:	94

IV.3.8.5.3. Ancrage des armatures tendues:	94
IV.4. L'ascenseur:.....	95
IV.4.1. Calcul du poids des composants de l'ascenseur:	96
IV.4.2. Calcul de la charge total qu:.....	97
IV.4.2.1. Calcul de la charge de rupture:	97
IV.4.2.2. Calcul des poids des câbles:	97
IV.4.2.3. Vérification de Cr:.....	98
IV.4.2.4. Calcul de la charge permanente total G:.....	98
IV.4.3. Vérification de la dalle au poinçonnement:	98
IV.4.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées:.....	99
IV.4.5. Calcul du ferrailage de la dalle:	101
IV.4.6. Vérification à l'E.L.S:.....	104
IV.4.7. Vérification des contraintes dans le béton:	106
IV.4.8. Disposition du ferrailage:.....	107
IV.4.9. Voile de la cage d'ascenseur:.....	108

CHAPITRE V: L'étude sismique

V.1. INTRODUCTION:.....	111
V.2. PRESENTATION DU LOGICIEL ROBOT:.....	111
V.3. METHODE DE CALCUL:.....	111
V.4. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE:.....	112
V.4.1. Principe de la méthode:.....	112
V.4.2. Spectre de réponse de calcul:.....	112
V.4.3. Nombre de mode à considérer:.....	113
V.5. CALCUL SISMIQUE:	113
V.5.1. DEFINITION DES MASSES:	113
V.5.2. CALCUL DES COEFFICIENTS DE PARTICIPATION MODALE:.....	114
V.6. CALCUL DE L'EFFORT SISMIQUE A LA BASE:	114
V.6.1. Principe de la méthode équivalente statique:.....	114
V.6.2. Calcul de la force sismique totale:.....	114
V.7. CALCUL DES DEPLACEMENTS:.....	120

CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques

VI.1. Introduction:	124
VI.1.1. Les combinaisons de calcul:	124
VI.2. Ferrailage des poutres:	124
VI.2.1. Méthode de calcul:	124
VI.2.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales:	125
VI.2.3. Exemple de calcul:	125
VI.2.3.1. Ferrailage d'une poutre:.....	125
VI.2.3.2. Vérification du ferrailage de la poutre:	126
VI.3. Ferrailage des poteaux:	131
VI.3.1. Exemple de calcul:	132
VI.3.1.1. Les sollicitations défavorables:.....	132
VI.3.1.2. Calcul d'un poteau:	132
VI.3.1.3. Vérifications de la contrainte de cisaillement:.....	134
VI.3.1.4. Calcul des armatures transversales:	134

CHAPITRE VII: Calcul des voiles

VII.1. Introduction:	139
VII.2. Le système de contreventement:	139
VII.3. Le principe de calcul:	139
VII.4. Ferrailage des voiles de 20 cm d'épaisseur:	141
VII.4.1. Voile de rive:.....	141
VII.4.2. Voile intermédiaire:.....	143
VII.4.3. Disposition des armatures:.....	145
VII.4.3.1. Armatures verticales:.....	145
VII.4.3.2. Armatures horizontales:.....	145
VII.4.3.3. Armatures transversales:.....	146
VII.5 Ferrailage des voiles de 15 cm d'épaisseur:	146
VII.5.1. Voile de rive:.....	146
VII.5.2. Voile intermédiaire:.....	148
VII.5.3. Disposition des armatures:.....	150
VII.5.3.1. Armatures verticales:	150
VII.5.3.2. Armatures horizontales:.....	150

VII.5.3.3. Armatures transversales:	150
---	-----

CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction:.....	153
VIII.2. Le voile périphérique:.....	153
VIII.2.1. Calcul des charges:.....	153
VIII.2.2. Calcul des sollicitations:	154
VIII.2.3. Calcul du ferrailage:.....	154
VIII.2.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S:	155
VIII.3. Etude des fondations:	156
VIII.3.1. Choix du type de fondations:	156
VIII.3.1.1. Vérification du chevauchement:.....	157
VIII.3.2. Définition de la semelle filante:	157
VIII.3.3. Pré dimensionnement des semelles:.....	158
VIII.3.3.1. Semelle continue sous mur voile (semelle filante):.....	158
VIII.3.3.1.1. Dimensionnement:.....	159
VIII.3.3.1.2. Calcul des armatures:.....	160
VIII.3.3.2. Semelle continue sous poteaux (semelle filante):.....	162
VIII.3.3.2.1. Dimensionnement:.....	162
VIII.3.3.2.2. Calcul des armatures:.....	164
VIII.3.4. Ferrailage des longrines:.....	166
VIII.3.4.1. Dimensionnement:.....	166
VIII.3.4.2. Ferrailage:.....	167

CONCLUSION

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Avec la croissance démographique assez rapide en Algérie et l'espace urbain libre se fait de plus en plus rare, les autorités Algérienne commencent à opter pour la construction verticale.

C'est pour ces dernières causes, on a décidé d'opter pour le thème dont l'intitulé est « Etude d'un bâtiment en béton armé (R+07) à usage d'habitation », qui sera notre projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de fin de cycle.

Ce projet de fin d'études nous permet de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation, et de faire une évaluation de leur parcours et aussi de coordonner, d'agencer pour la première fois nos connaissances pour en faire un projet réel.

L'ouvrage sera réalisé en béton armé, car ces matériaux présente un grand avantage par rapport au côté économique, il est peu couteux en comparaison a autres matériaux.

L'étude dynamique du bâtiment est indispensable afin de déterminer le comportement de la structure pendant les actions sismiques, car l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, c'est pourquoi elle est souvent soumise à une activité sismique intense.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation implantée à (TIARET) dans une zone de faible sismicité, comportant un RDC et 7 étages.

Chaque étude d'un ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage :

- La sécurité (le critère le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- l'aspect économique : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort de l'utilisateur.
- Esthétique.

Notre travail est constitué de huit chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc).
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments planchers.
- Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux.
- Le cinquième chapitre se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Le sixième chapitre se portera sur le ferrailage des éléments principaux.
- Le septième chapitre consiste au ferrailage des voiles.
- Le huitième chapitre consiste à la conception et le calcul des fondations.

On termine notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I :
Généralités et
hypothèses de calcul

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Le présent Projet du mémoire de Fin d'Etude consiste à l'étude technique d'un bâtiment en béton armé R+7 à usage d'habitation située à TIARET, qui est classée en zone de faible sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99) modifié en 2003.

La structure du présent bâtiment est contreventée par un système mixte (murs voiles et portiques)

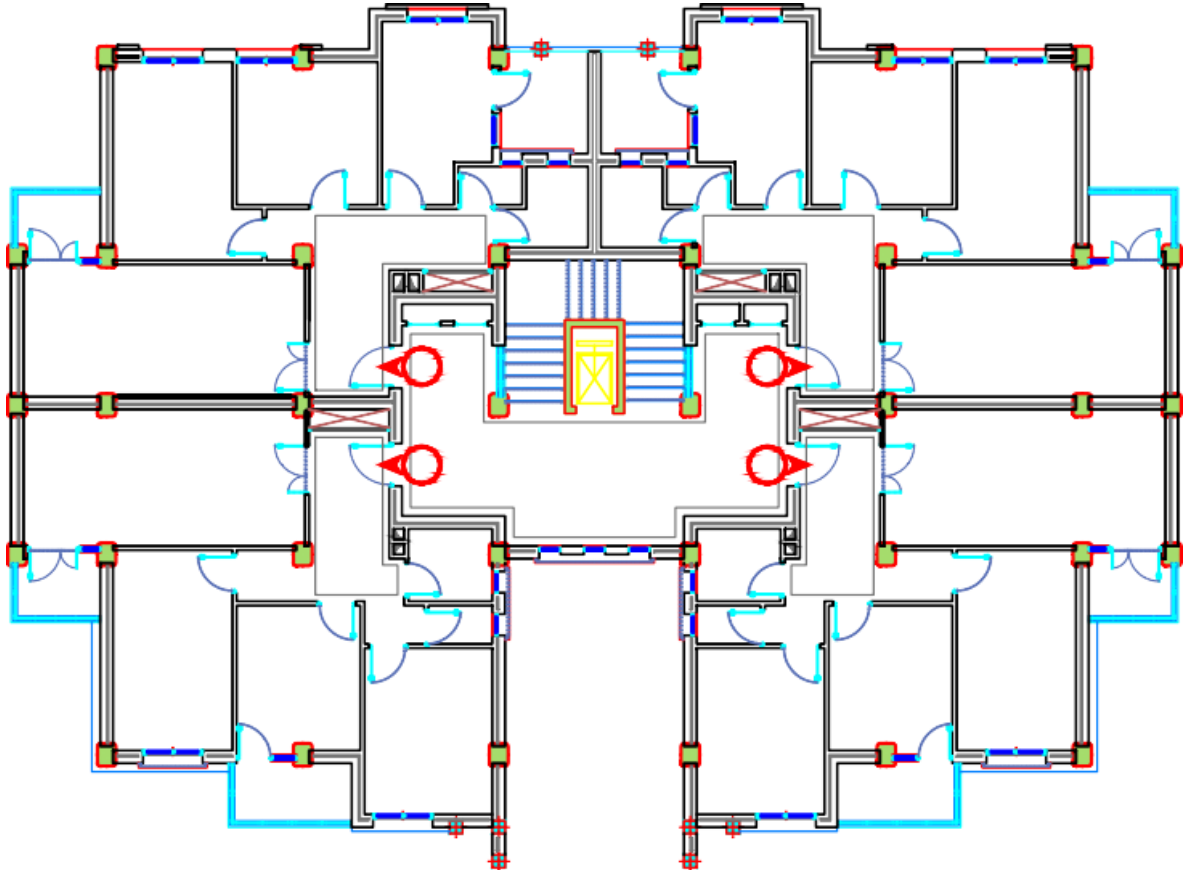


Figure I.1 : Vue an plan de la structure

Le présent mémoire est structuré de la sorte :

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

Etude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

I.1.1. Caractéristiques géométriques :

Longueur totale du bâtiment.....	27.39 m
Largeur totale du bâtiment	16.65 m
Hauteur du R.D.C	3.06 m
Hauteur des étages courants (1 ^{ier} → 7 ^{ème})	3.06 m
Hauteur totale de la structure	24.48 m
Hauteur de l'acrotère	0.7 m

I.1.2. Ossature et système constructif pris :

a) Ossature : la stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (Portiques et voile)

b) Planchers : les planchers adoptés pour le bâtiment sont des planchers à corps creux.

c) Escalier : On a un seul type d'escalier :

Le type : escalier à trois volées avec deux paliers utilisé pour l'accès R.D.C jusqu'au 7^{ème} étage.

d) Maçonnerie : les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm, quant aux cloisons de séparations elles sont réalisées en simple cloisons de 10 cm d'épaisseur.

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

f) Revêtement : enduit en plâtre pour les plafonds, enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et intérieurs, un revêtement en carrelage pour les planchers et une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique) sur le plancher terrasse.

g) Isolation : l'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

L'isolation thermique est assurée par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

h) Terrasse : il existe un seul type de terrasse : Terrasse inaccessible.

I.1.3. Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars pour un ancrage $D = 1.5$ m
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,7$ t/m³
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)
- Le site est de nature meuble donc classé selon le RPA de type S_3

I.2. Caractéristiques mécanique des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.2.1 Le béton :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction.

La composition d'un mètre cube (1 m³) de béton ordinaire est de :

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

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

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

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

Les principaux avantages du béton armé sont:

Economie: le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

Souplesse des formes: elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.

Résistance aux agents atmosphériques: elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Son poids volumique est : $\begin{cases} \text{Béton armé : } \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3 \\ \text{Béton non armé : } \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3 \end{cases}$

I.2.1.1 Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

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

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

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

Pour : j ≥ 60 jours, on prend: $f_{cj} = 1,1f_{c28}$ (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement)

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

f_{c28} (MPa)	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10,6	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,1	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

Tableau I.1 : Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

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

c) Définition des états limites :

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

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.

- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

c.1) Etat limite ultime:(E.L.U)

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

c.2) Etat limite de service:(E.L.S)

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

I.2.1.2 Déformation et contraintes de calcul :

a) Etat limite de résistance :(CBA 93[ART 3 .3.2])

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.1) Diagramme parabole – rectangle :

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

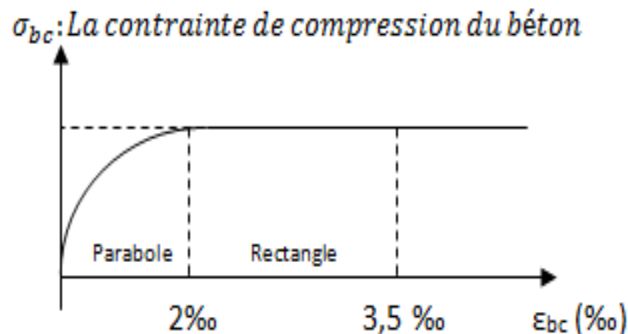


Figure I.2 : Diagramme parabole – rectangle

La contrainte du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas général} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

σ_{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 avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentel} \end{cases}$

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

b) Etat limite de service : (CBA 93 [ART 5.1.4])

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

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

b.1) Diagramme rectangulaire:

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

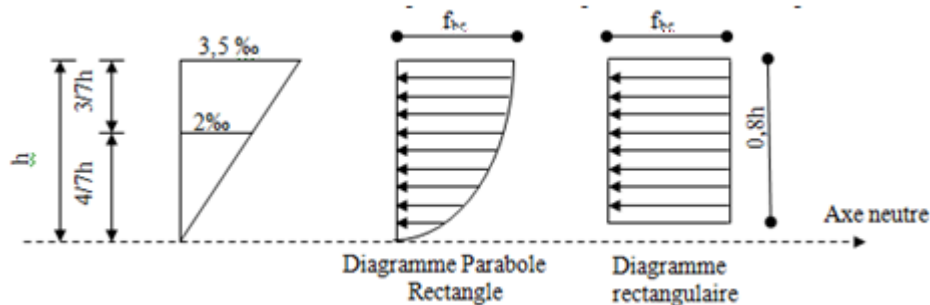


Figure I.3 : Diagramme des déformations

I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement: (CBA93 [ART 5.1.2.1.1])

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

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$

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

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa}) = 3,34 \text{ MPa} ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

= 2,5 MPa ; Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :**a) Module de déformation instantanée : (CBA 93[ART 2.1.1.2])**

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

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

b) Module de déformation différée: (CBA 93[ART 2.1.1.2])

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

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.2.1.5 Module de déformation transversale :**Coefficient de poisson : (CBA 93[ART 2.1.2. 3])**

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

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

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U) $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0.2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S) $\rightarrow G = 13401,75$

I.2.2 Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (\emptyset). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante)

Le poids volumique de l'acier est de : 78.5 KN/m^3 et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000 MPa

I.2.2.1 Diagramme déformation - contrainte :

Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

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

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 ; \text{ Cas générale, on a } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,00 ; \text{ Cas des combinaison accidentelles, on a } \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

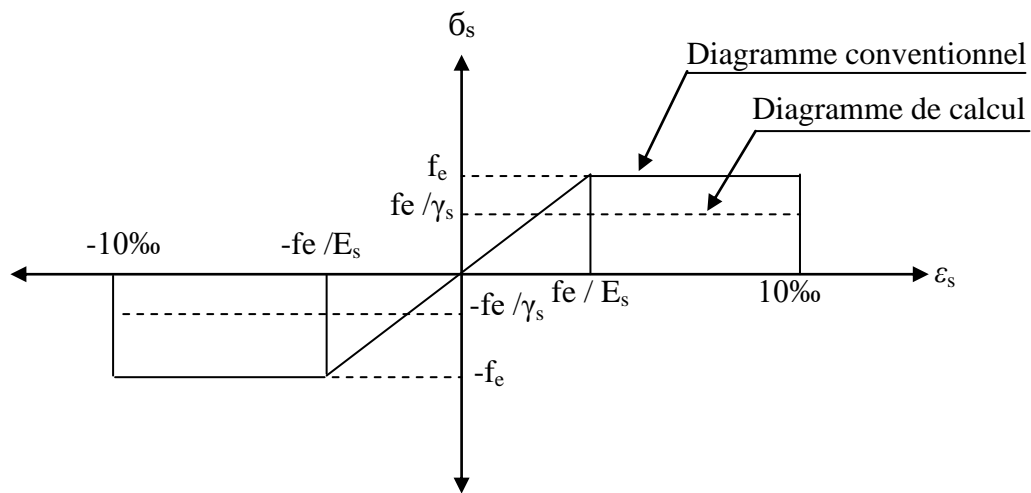


Figure I.4 : Diagramme de déformation – contraintes

I.2.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :

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

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \\ \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \\ \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \end{cases}$$

η : Coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rond lisse} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

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

f_e : Limite d'élasticité des aciers

I.3. Hypothèse de calcul :

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

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

I.3.1.L'E.L.U :

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

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

I.3.1.1 Hypothèses de calcul:

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

I.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	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5\text{‰}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

Tableau I.2 : Les déformations limitent du pivot

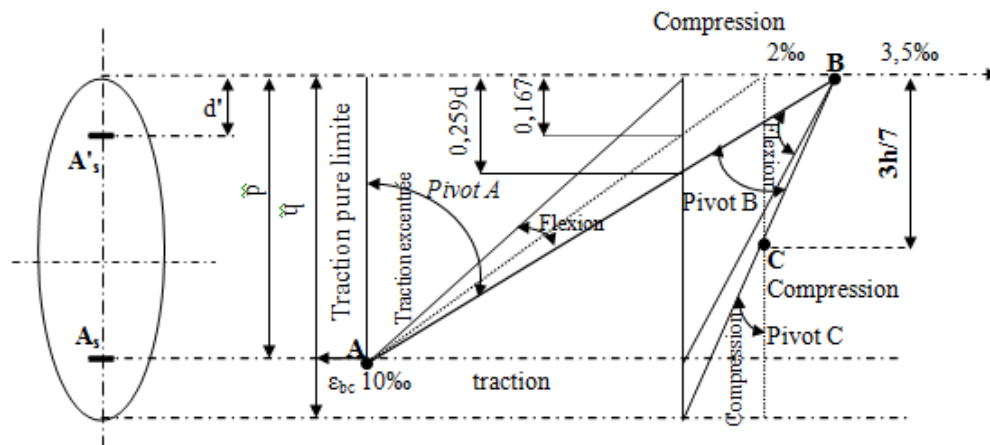


Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section
- Règles des trois pivots -

I.3.2 E.L.S :

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

I.3.2.1 Hypothèses de calcul :

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

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \epsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s \\ \epsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

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

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

I.3.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G + 1.5Q$$

- **Etat limite de service :**

Combinaison d'action : G+Q

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séisme} \end{cases}$$

Chapitre II :
Pré-dimensionnement
des éléments de la
structure

Chapitre-II- Pré-dimensionnement des éléments de la structure

II.1. Pré dimensionnement des planchers :

II.1.1. Détermination de l'épaisseur du plancher :

Pour déterminer l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$

(C.B.A.93) Avec : L : la portée la plus grande dans le sens des poutrelles.

Pour notre cas on a : $L_{\max} = 4,40 \text{ m}$ d'où : $h_t \geq \frac{440}{22,5} = 19,55 \text{ cm}$

- On adopte alors un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 20 \text{ cm}$

Soit : (16 +4) cm avec:

- 16 cm pour le corps creux.
- 04 cm pour la dalle de compression.

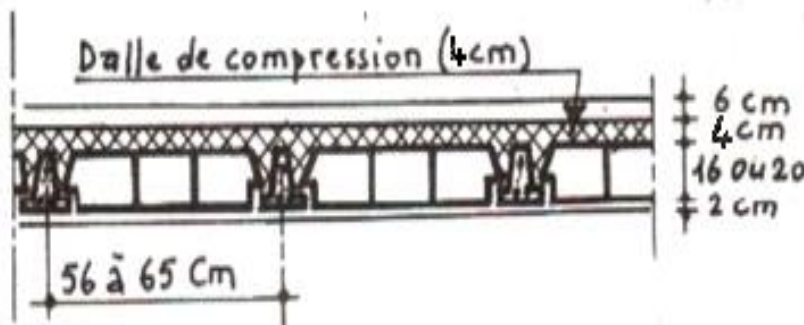


Figure .II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux

II.1.2. Descente de charge:

- **Charge permanente :**
- **Plancher terrasse inaccessible :**

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1-Gravillon de protection de l'étanchéité (e=5cm)	20×0.05	1.00
2-Complexe d'étanchéité multicouches	0.12	0.12
3 - Forme de pente en béton (7 cm)	22×0.7	1.54
4-Isolation thermique à liège (e=4cm)	0.04×4	0.16
5- Plancher à corps creux +dalle de compression (16 +4)	2.8	2.80
6-Enduit en plâtre (e=2cm)	0.10×2	0.20
La charge permanente	G=∑Gi	5.82
La surcharge d'exploitation	Q	1.00

**Tableau II.1 : Charge permanente & surcharge d'exploitation
Plancher terrasse (inaccessible)**

Chapitre-II- Pré-dimensionnement des éléments de la structure

- **Plancher étage courant à usage d'habitation :**

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1 - Revêtement en carrelage (2 cm)	2×0.2	0.40
2 - Mortier de pose (2cm)	2 ×0.2	0.40
3 - Sable fin pour mortier (2cm)	18×0.02	0.36
3 - Plancher à corps creux (16+4)	2.80	2.80
4 - Enduit en plâtre (2cm)	0.1×2	0.20
5 - Cloison en briques creuses	9×0.1	0.90
La charge permanente	G = 5.06	
La surcharge d'exploitation	Q=1.5	

Tableau II.2 : Charge permanente & surcharge d'exploitation
Plancher étage courant

- **Murs de façade (extérieur) :**

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1 - Enduit extérieur en ciment (e=2cm)	2×0.18	0.36
2 - Parois en brique creuse extérieur(e=15cm)	9×0.15	1.35
3 - Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9×0.10	0.90
4 - Enduit intérieur en ciment(e=1.5cm)	1.50×0.18	0.27
	G=∑Gi	2.88

Tableau II.3 : Charge permanente des Murs extérieur

En enlevant 20 % de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient :

$$G = 2.88 \times 0.80 = 2.30 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation :**

- Surcharge d'exploitation du plancher (du RDC au 7^{ème} étages) habitations Q=1.5 KN/m²
- Surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible Q=1 KN/m²

Chapitre-II- Pré-dimensionnement des éléments de la structure

- **Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $Q_1 Q_2 Q_3...Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2,3...n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes:

Sous toit ou terrasse	Q_0
Sous dernier étage (Étage 1)	$Q_0 + Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur :	
(Étage 2)	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_1)$
(Étage 3)	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_1 + Q_1)$
(Étage 4)	$Q_0 + 0,70 (Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1)$
(Étage 5)	$Q_0 + 0,60 (Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1)$
(Étage 6)	$Q_0 + 0,50 (Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1)$
(Étage 7)	$Q_0 + 0,50 (Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1)$

CHARGES & SURCHARGES D'EXPLOITATION CONSTANTES			Cumul	La charge (KN/m ²)	Cumul
TERRASSE	$Q_0 = 1.00$	Q_0	1.00	$G_0 = 5,82$	5,82
7 ^{ème} ETAGE	$Q_1 = 1.50$	$Q_0 + Q_1$	2.50	$G_1 = 5,06$	10,88
6 ^{ème} ETAGE	$Q_1 = 1.50$	$Q_0 + 0.9 \times (Q_1 + Q_1)$	3.70	$G_1 = 5,06$	15,94
5 ^{ème} ETAGE	$Q_1 = 1.50$	$Q_0 + 0.8 \times (Q_1 + Q_1 + Q_1)$	4.60	$G_1 = 5,06$	21,00
4 ^{ème} ETAGE	$Q_1 = 1.50$	$Q_0 + 0.7 \times (Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1)$	5.20	$G_1 = 5,06$	26,06
3 ^{ème} ETAGE	$Q_1 = 1.50$	$Q_0 + 0.6 \times (Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1)$	5.50	$G_1 = 5,06$	31,12
2 ^{ème} ETAGE	$Q_1 = 1.50$	$Q_0 + 0.5 \times (Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1)$	5.50	$G_1 = 5,06$	36,18
1 ^{ER} ETAGE	$Q_1 = 1.50$	$Q_0 + 0.5 \times (Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1)$	6.25	$G_1 = 5,06$	41,24
RDC	$Q_1 = 1.50$	$Q_0 + 0.5 \times (Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1 + Q_1)$	7.00	$G_1 = 5,06$	46,30

Tableau II.4 :La loi de dégression

Chapitre-II- Pré-dimensionnement des éléments de la structure

II.2. Pré-dimensionnement des poutres :

D'après le RPA.99 Révisées en 2003 articles 7.5.1, les dimensions des poutres doivent satisfaire les

$$\text{conditions suivantes : } \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases}$$

Selon le BAEL.91, le critère de rigidité est le suivant : $\left\{ \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \right.$

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

• Deux types de poutres:

- Poutres principales : $L_{\max} = 460 \text{ cm}$; Poutres secondaires : $L_{\max} = 470 \text{ cm}$

II.2.1. Pré-dimensionnement des poutres principales :

$$\text{Poutre principale : } L_{\max} = 460 \text{ cm} \Rightarrow \frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10}$$

$$30,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 46 \text{ cm} ; \text{On prend : } h_t = 40 \text{ cm}$$

$$\left\{ d = 0,9h_t = 0,9 \times 40 = 36 \text{ m} \Rightarrow \left\{ 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm} ; \text{On prend: } b = 30 \text{ cm} \right. \right.$$

D'après le RPA.99 Révisées en 2003 article 7.5.1 :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $\frac{h_t}{b} = 1,33 < 4$ Condition vérifiée

On prend la section des poutres principales : **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$**

II.2.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

Poutre principale : $L_{\max} = 470 \text{ cm}$

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10}$$

$$31,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 47 \text{ cm} ; \text{On prend : } h_t = 35 \text{ cm}$$

$$\left\{ d = 0,9h_t = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ m} \Rightarrow \left\{ 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}; \text{On prend: } b = 30 \text{ cm} \right. \right.$$

D'après le RPA.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $\frac{h_t}{b} = 1,17 < 4$ Condition vérifiée

On prend la section des poutres secondaires : **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$**

II.3.Prédimensionnement des poteaux:

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité.

La section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

On a choisi 3 types de coffrage (section) :

- Type 1 : du RDC jusqu'au 1^{er} étage
- Type 2 : du 2^{ème} jusqu'au 3^{ème} étage
- Type 3 : du 4^{ème} jusqu'au 5^{ème} étage
- Type 4 : du 6^{ème} jusqu'au 7^{ème} étage

S :La surface afférente est donnée par :

$$s = \left(\frac{4,6 + 4,6}{2}\right) \times \left(\frac{4,70 + 3,50}{2}\right) = 18,86\text{m}^2$$

$$S=18.86\text{m}^2$$

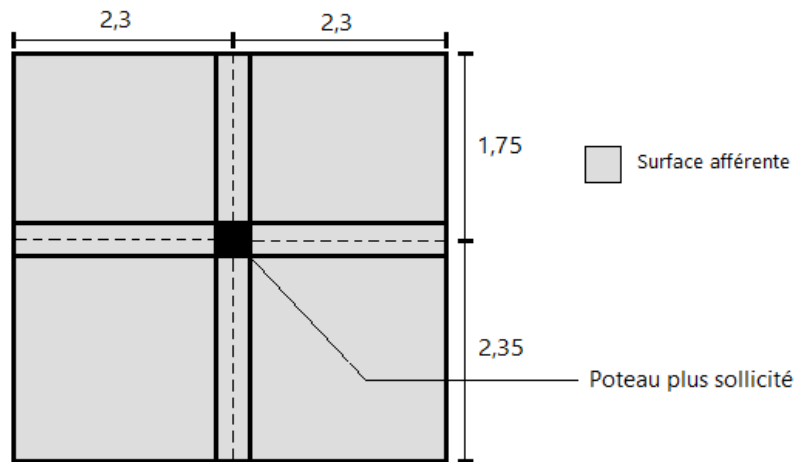


Figure II.2 : La section la plus sollicitée du poteau rectangulaire

II.3.1. Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

a. Efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

$$-N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

Avec: $n = 7$

$$G_{\text{terrasse}} = 5.82 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{étage courant}} = 5,06 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{p.principale}} = 0,3 \times 0,40 \times 25 \times 4.60 = 13.8 \text{ KN}$$

$$G_{\text{p.secondeaire}} = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 4.10 = 10.76\text{KN}$$

$$G = n \times ((S \times G_{\acute{e}}) + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}}) + S \times G_t$$

$$G = 7 \times [(18.86 \times 5,06) + 13.8 + 10.76] + (18.86 \times 5.82)$$

$$G = 949.71 \text{ KN}$$

Chapitre-II- Pré-dimensionnement des éléments de la structure

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times G = 1,1 \times 949.71 = 1044.68 \text{ KN}$$

b. Efforts de compression dus aux charges d'exploitation N_Q :

$$N_Q = Q \times S \times 1,1$$

$$Q = 7.00 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 18.86 \text{ m}^2$$

$$N_Q = 1,1(18.86 \times 7.00) = 145.22 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

$$N_u = 1,35 \times 1044.68 + 1,5 \times 145.22 = 1628.15 \text{ KN}$$

$$N_u = 1628.15 \text{ KN}$$

II.3.2.Détermination de la section du poteau (a×b) :

– **Détermination de a:**

Vérification de flambement :

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

– L_f : longueur de flambement

– i : rayon de giration

– B : section des poteaux

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

– λ : L'élancement du poteau

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,290a$$

– I : Moment d'inertie de la section par rapporte a passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda \geq 50$$

$$\lambda \geq \frac{l_f}{i} = \frac{214,2}{0,29a} \leq 50$$

$$a \geq \frac{214,2}{0,29 \times 50}$$

$$a \geq 14,77 \text{ cm}$$

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

Chapitre-II- Pré-dimensionnement des éléments de la structure

- Détermination de b:

Selon les règles BAEL.91, l'effort normal ultime N_u

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

$$B_r = (a - 2)(b - 2),$$

$$B_r = (40 - 2)(b - 2)$$

$$B_r = 38(b - 2)$$

$$A_s = 0,7\%(zone I) \text{ Selon RPA.99 version 2003}$$

$$A_s = 0,007[38(b - 2)]$$

$$A_s = 0,266(b - 2)$$

Avec:

- B_r : section réduite

- α : coefficient fonction de λ

- A_s : section d'armature longitudinales

- $\alpha = ?$

On a :

$$\lambda \geq 50$$

$$\lambda \geq \frac{l_f}{i} = \frac{214,2}{0,29a} \leq 50$$

$$\lambda \geq \frac{l_f}{i} = \frac{214,2}{0,29 \times 40} \leq 50 \Rightarrow 14,77 \leq 50$$

$$\lambda = 14,77$$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{14,77}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1,04} = 0,82$$

$$\alpha = 0,82$$

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

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15.$$

$$N_u \leq 0,82 \times \left[\frac{38(b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,266(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 65,29b - 130,58$$

$$1628,15 \leq 65,29b - 130,58$$

$$b \geq \frac{1758,73}{65,29}$$

$$b \geq 26,94 \text{ cm}$$

Chapitre-II- Pré-dimensionnement des éléments de la structure

Donc on prend : $b = 45 \text{ cm}$

Donc les poteaux ont la section suivante : du RDC au 1^{er} étage $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

- Vérification des conditions du RPA.99 Révisées en 2003 article 7.5.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \min(a; b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Choix de la section des poteaux (Rive, Angle, centrale) :**

Type	Niveau	(a x b) cm ²
Type 1	RDC jusqu'au 1 ^{ère} étage	(45×45)
Type 2	2 ^{ème} jusqu'au 3 ^{ème} étage	(40×40)
Type 3	4 ^{ème} jusqu'au 5 ^{ème} étage	(35×35)
Type 4	6 ^{ème} jusqu'au 7 ^{ème} étage	(30 × 30)

Tableau .II.05: Choix des sections des poteaux

II.4. Pré-dimensionnement des voiles de contreventement :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme le **RPA.99 (version2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq \frac{h_e}{22} \end{array} \right.$$

Avec :

- **L**: longueur de voile
- **h_e**: hauteur d'étage 3.06 m
- **a** : épaisseur du voile / avec $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{306}{22} = 13,6 \text{ cm on prend : } a = 15 \text{ cm}$$

Chapitre-II- Pré-dimensionnement des éléments de la structure

II.5. Tableau des dimensions des différents éléments porteurs :

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm)
RDC	45 × 45	30 × 40	30 × 35	20
1 ^{er} étage	45 × 45	30 × 40	30 × 35	20
2 ^{ème} étage	40 × 40	30 × 40	30 × 35	20
3 ^{ème} étage	40 × 40	30 × 40	30 × 35	15
4 ^{ème} étage	35 × 35	30 × 40	30 × 35	15
5 ^{ème} étage	35 × 35	30 × 40	30 × 35	15
6 ^{ème} étage	30 × 30	30 × 40	30 × 35	15
7 ^{ème} étage	30 × 30	30 × 40	30 × 35	15

Tableau .II.6. Dimensions des éléments porteurs

Chapitre III :
Calcul des planchers

III.1. Introduction :

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane, destiné à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont:

Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations

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

Assurer l'isolation thermique(en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sur vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages

Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

On peut distinguer deux grandes classes de planchers:

Les planchers coulés sur place ou planchers << dits traditionnels >>

Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

III.2. Planches à corps creux:

Le plancher à corps creux est utilisé dans tous dans les bâtiments et particulièrement ceux de d'habitation (surcharges modérées)

Le plancher est composé de corps creux, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé de faible épaisseur (4 à 6 cm). Les corps creux ou hourdis sont généralement en béton (il existe des corps creux en produits rouges), ils sont disposés entre les poutrelles et servent de coffrage à la dalle coulée sur toute la surface du plancher.

Les poutrelles en béton armé (coulées sur place ou préfabriquées) ont la forme en<< Té >> renversé, les armatures sont entièrement enrobées dans le béton.

La dalle de compression est armée d'un simple quadrillage d'armatures de compression (treillis soudé)

Nous avons un plancher à corps creux :

- 16 cm : Corps creux
- 04 cm : Dalle de compression

III.2.1.Dimensionnement des poutrelles :

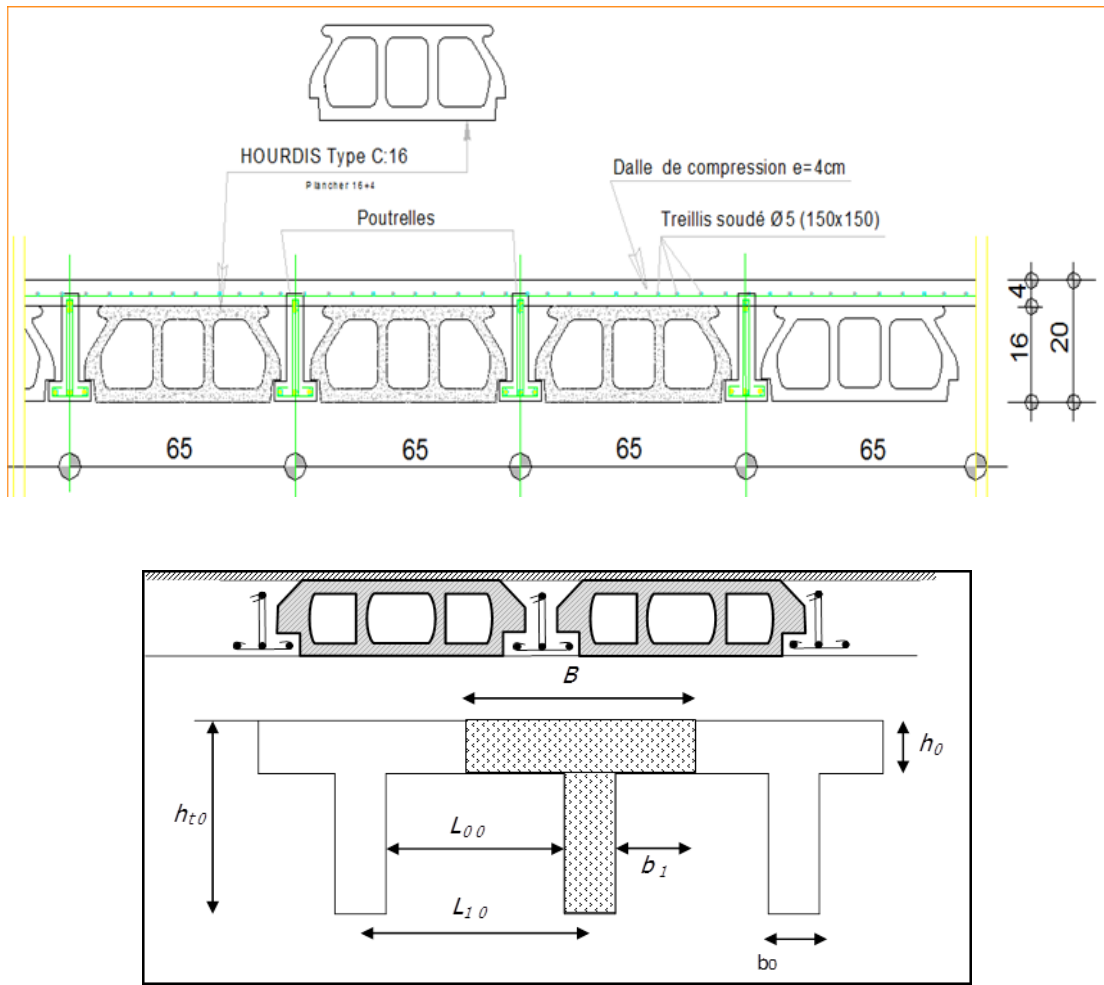


Figure .III.1 :Plancher à corps creux

h_t	Hauteur de la nervure	$h_t = 16 + 4 = 20$ cm
h_0	Hauteur de la dalle de compression	$h_0 = 4$ cm
b_0	Largeur de la nervure	$b_0 = 12$ cm
L_0	$L_0 = 2 \times b_1$	
L	La longueur max	$L = 3.30$ m
B	Largeur de la poutrelle	$B = 2b_1 + b_0 = 65$ cm
H_t	La hauteur du plancher	

Selon les règles BAEL.91

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

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{53}{2} \\ b_1 \leq \frac{470}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 47 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

b = 65 cm, b₀ = 12 cm, h₀ = 4 cm, h_t = 20 cm

III.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :

III.2.2.1 Méthode forfaitaire :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL.91 propose une méthode "Méthode Forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique dans le cas des constructions courantes.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode n'est pas applicable que si les conditions suivantes sont remplies :

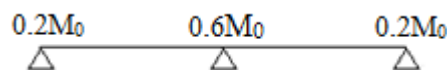
- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 $(0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25)$
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les moments maximaux en travées et sur appuis sont fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.

- Avec :
- M₀ Le Moment maximal dans la travée indépendante.
 - M_t Le Moment maximale 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 Le rapport suivant : $\alpha = Q / (G + Q)$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :

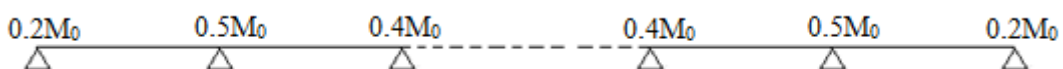


Figure .III.2 : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire)

b) Principe de calcul de l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales. Le règlement BAEL.91 prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié.

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

III.2.2.2 Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

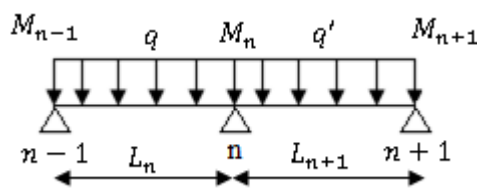


Figure :III .3.Schéma explicatif (Méthode des 3 moments) (1)

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

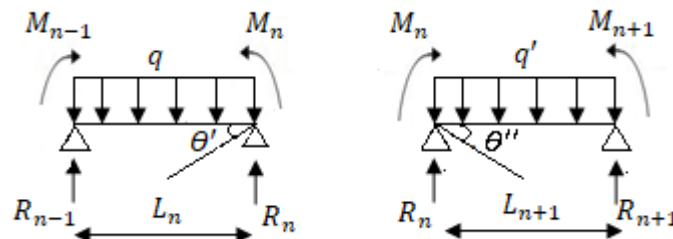


Figure :III .4.Schéma explicatif (Méthode des 3 moments) (2)

Avec :

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

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

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

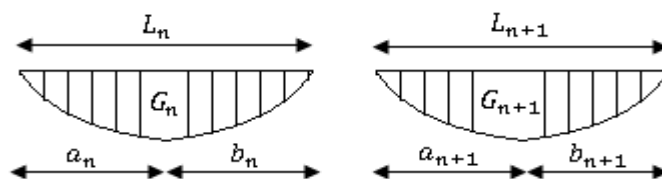


Figure :III .5.Schéma explicatif (Méthode des 3 moments) (3)

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

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

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

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

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

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

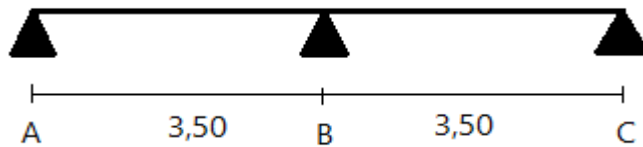
III.2.3 Calcul des poutrelles de plancher RDC et étages courants :

1. Type de poutrelles :

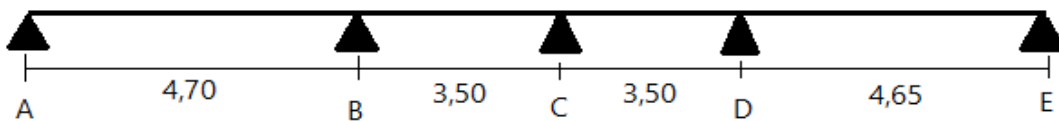
- Plancher RDC et étage courants

Dans notre cas, on a trois types de poutrelles :

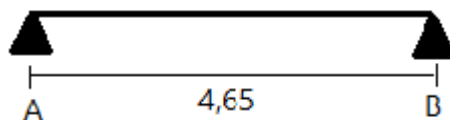
1^{er}Type:



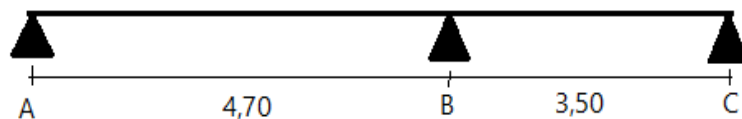
2^{ème}Type :



3^{ème}Type :



4^{ème}Type :



2. Les combinaisons de charges :

- **Plancher étage courant :**

$$G = 5,06 \times 0,65 = 3,28 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$$

$$\{ Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 5,90 \text{ KN/ml}$$

$$\{ Q_{ser} = G + Q = 4,26 \text{ KN/ml}$$

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

a - La charge d'exploitations $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$

a- Plancher étage courant :

$$Q = 0,97 \text{ KN/m}^2 < 2 \times G = 10,12 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

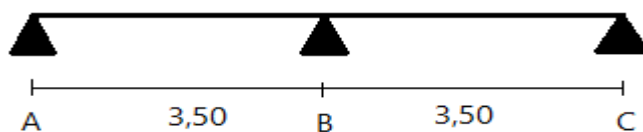
b - Plancher terrasse:

$$Q = 0,65\text{KN/m}^2 < 2 \times G = 11,64 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

b - Poutrelle à inertie constante condition vérifiée

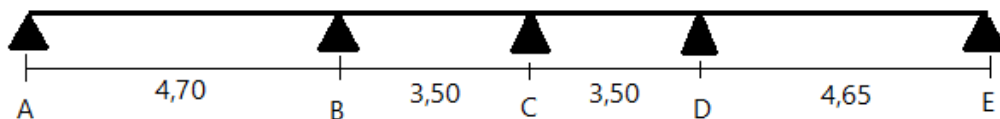
c - Le rapport $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 :$

- 1^{er} Type :



$$0,8 \leq \frac{3,50}{3,50} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- 2^{ème} Type :



$$0,8 \leq \frac{4,70}{3,50} \leq 1,25 \rightarrow 1,34 > 1,25 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée (on utilise la méthode forfaitaire modifiée)}$$

$$0,8 \leq \frac{3,50}{3,50} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

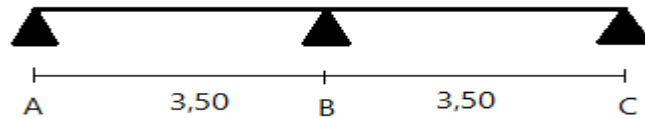
$$0,8 \leq \frac{3,50}{4,65} \leq 1,25 \rightarrow 0,75 < 0,8 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée (on utilise la méthode forfaitaire modifiée)}$$

d- Fissuration considérée comme étant non préjudiciable.

4. Exemple de calcul :

Les poutrelles de type 1 et 2 seront prises comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les mêmes étapes de calcul.

➤ 1^{er}Type :



▪ Calcul des moments isostatiques :

Travée AB :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u L_{AB}^2}{8} = \frac{5,90(3,50)^2}{8} = 9,03 \text{ kN.m}$$

Travée BC :

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u L_{BC}^2}{8} = \frac{5,90(3,5)^2}{8} = 9,03 \text{ kN.m}$$

▪ Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 9,03 = 1,80 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = 0,6 \times 9,03 = 5,42 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 9,03 = 1,80 \text{ kN.m}$$

▪ Calcul des moments en travées :

- **Calcul du coefficient α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,06} = 0,228$$

Travée AB : (travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^{AB} ; 1,05M_0^{AB}] - \frac{M_A + M_B}{2} = 6,043 \text{ kN.m} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0^{AB} = 5,733 \text{ kN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{AB} = 6,043 \text{ kN.m}$$

Travée BC : (travée de rive)

$$M_t^{BC} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^{BC} ; 1,05M_0^{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2} = 6,043 \text{ kN.m} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0^{BC} = 5,733 \text{ kN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{BC} = 6,043 \text{ kN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants :

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

$$\begin{cases} T_W = \frac{Q_u L_i}{2} + \frac{(M_W - M_E)}{L_i} \\ T_E = -\frac{Q_u L_i}{2} + \frac{(M_W - M_E)}{L_i} \end{cases}$$

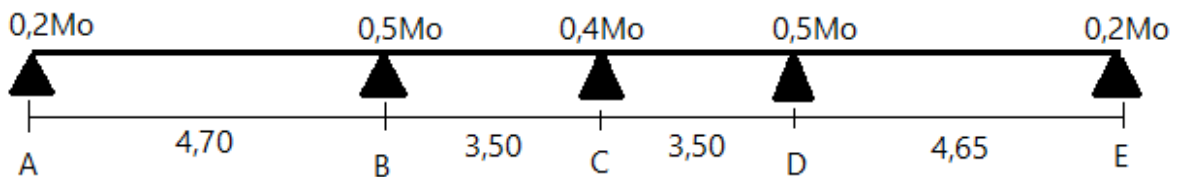
Travée AB :

$$\begin{cases} T_W = \frac{5,90 \times 3,50}{2} + \frac{(1,80 - 5,42)}{3,50} = 9,29 \text{ kN} \\ T_E = -\frac{5,90 \times 3,50}{2} + \frac{(1,80 - 5,42)}{3,50} = -11,35 \text{ kN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} T_W = \frac{5,90 \times 3,50}{2} + \frac{(5,42 - 1,80)}{3,50} = 11,35 \text{ kN} \\ T_E = -\frac{5,90 \times 3,50}{2} + \frac{(5,42 - 1,80)}{3,50} = -9,29 \text{ kN} \end{cases}$$

➤ 2^{ème} Type:

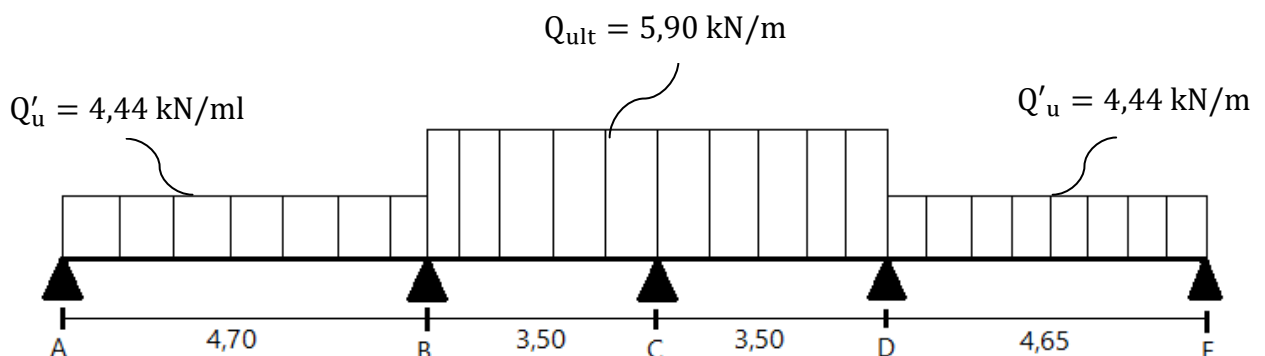


Les travées BC-CD seront calculées avec la méthode forfaitaire, les travées AB-DE ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0.8 et 1.25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

$$Q_u = 5.90 \text{ KN/ml}$$

$$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times 3,28 = 4,44 \text{ kN/ml}$$

1. Cas des charges minimales sur les travées AB et DE:



- Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,44 \times (4,7)^2}{8} = 12,26 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times (3,5)^2}{8} = 9,03 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times (3,5)^2}{8} = 9,03 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,44 \times (4,65)^2}{8} = 12,00 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 2,45 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = 0,5 \max(12,26 ; 9,03) = 6,13 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = 0,4 \times 9,03 = 3,61 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max(M_0^{CD} ; M_0^{DE}) = 0,5 \max(9,03 ; 12,00) = 6 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2M_0^{DE} = 0,2 \times 12,00 = 2,4 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée particulière AB :

$$X = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q'_u \times l_{AB}} = \frac{4,70}{2} + \frac{2,45 - 6,13}{4,44 \times 4,70} = 2,17 \text{ m}$$

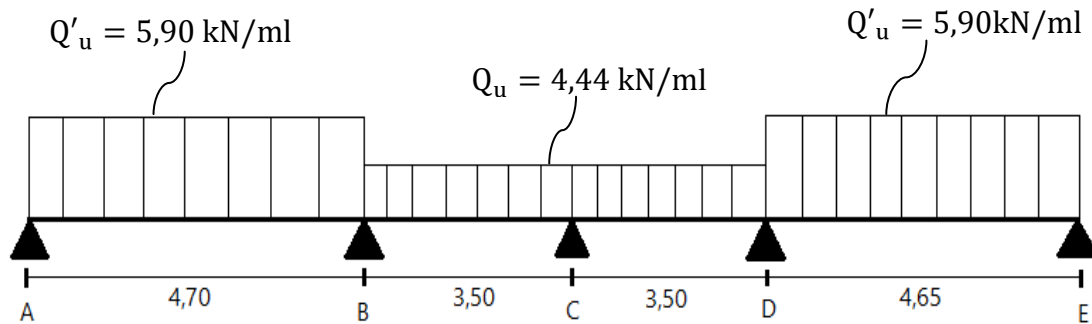
$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q'_u \times (l_{AB} - X)}{2} - M_A \left(\frac{1 - X}{l_{AB}} \right) - M_B \left(\frac{X}{l_{AB}} \right) \\ &= \frac{4,44 \times (4,70 - 2,17)}{2} - 2,45 \left(\frac{1 - 2,17}{4,70} \right) - 6,13 \left(\frac{2,17}{4,70} \right) = 3,39 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Moment en travée particulière DE :

$$X = \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q'_u \times l_{DE}} = \frac{4,65}{2} + \frac{6 - 2,4}{4,44 \times 4,65} = 2,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q'_u \times (l_{DE} - X)}{2} - M_D \left(\frac{1 - X}{l_{DE}} \right) - M_E \left(\frac{X}{l_{DE}} \right) \\ &= \frac{4,44 \times (4,65 - 2,50)}{2} - 6 \left(\frac{1 - 2,50}{4,65} \right) - 2,4 \left(\frac{2,50}{4,65} \right) = 5,42 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2. Cas des charges maximales sur les travées AB et DE:



▪ Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times (4,7)^2}{8} = 16,29 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,44 \times (3,5)^2}{8} = 6,80 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,44 \times (3,5)^2}{8} = 6,80 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,90 \times (4,65)^2}{8} = 15,95 \text{ kN.m}$$

▪ Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 3,26 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = 0,5 \max(16,29 ; 6,80) = 8,15 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = 0,4 \times 6,80 = 2,72 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max(M_0^{CD} ; M_0^{DE}) = 0,5 \max(6,80 ; 15,95) = 7,98 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,2M_0^{DE} = 0,2 \times 15,95 = 3,19 \text{ kN.m}$$

▪ Moment en travée particulière AB :

$$X = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_u \times l_{AB}} = \frac{4,70}{2} + \frac{3,26 - 8,15}{5,90 \times 4,70} = 2,17 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \max(x)} &= \frac{Q_u \times (l_{AB} - X)}{2} - M_A \left(\frac{1 - X}{l_{AB}} \right) - M_B \left(\frac{X}{l_{AB}} \right) \\ &= \frac{5,90 \times (4,70 - 2,17)}{2} - 3,26 \left(\frac{1 - 2,17}{4,70} \right) - 8,15 \left(\frac{2,17}{4,70} \right) = 4,51 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

▪ Moment en travée particulière DE :

$$X = \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_u \times l_{DE}} = \frac{4,65}{2} + \frac{7,98 - 3,19}{5,90 \times 4,65} = 2,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \max(x)} &= \frac{Q_u \times (l_{DE} - X)}{2} - M_D \left(\frac{1 - X}{l_{DE}} \right) - M_E \left(\frac{X}{l_{DE}} \right) \\ &= \frac{5,90 \times (4,65 - 2,50)}{2} - 7,98 \left(\frac{1 - 2,50}{4,65} \right) - 3,19 \left(\frac{2,50}{4,65} \right) = 7,20 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Moment en travée BC : (travée intermédiaire)

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^{BC}; 1,05M_0^{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,84 \text{ kN.m} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0^{BC} = 3,63 \text{ kN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t = 3,63 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée CD : (travée intermédiaire)

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^{CD}; 1,05M_0^{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,92 \text{ kN.m} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0^{CD} = 3,63 \text{ kN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t = 3,63 \text{ kN.m}$$

- Les efforts tranchants:

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{L} + \frac{Q_u l}{2} ; T_e = \frac{(M_w - M_e)}{L} - \frac{Q_u l}{2}$$

Type	01		02			
Travée	AB	BC	AB	BC	CD	DE
M _t (KN.m)	6,043	6,043	4,51	3,63	3,63	7,20
T _w (KN)	9,29	11,35	12,82	11,88	8,82	14,75
T _e (KN)	-11,35	-9,29	-14,91	-8,77	-11,83	-12,69

Tableau .III.1 : Les moments en travées / Les efforts tranchants

Type 02 :

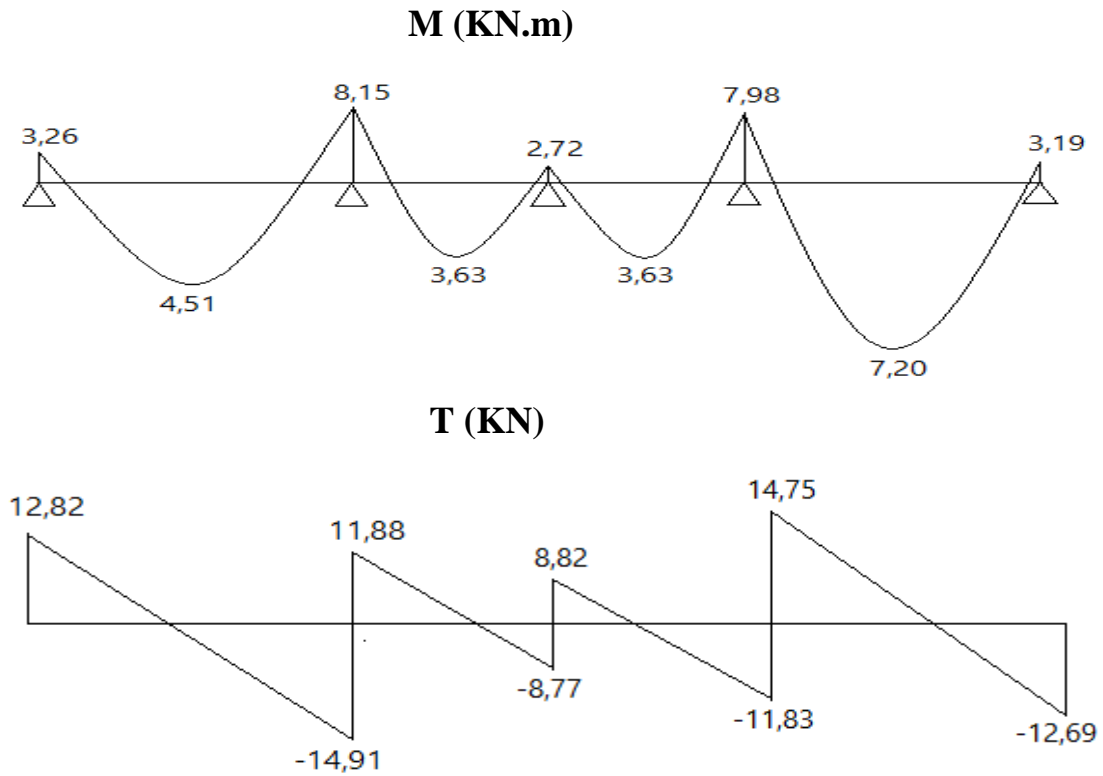


Figure .III.6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

– Plancher RDC et étage courant :

Pour ce plancher les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles I'E.L.U et I'E.L.S

Type de poutrelle	Travée	L(m)	ELU						ELS				
			M _W	M _E	M ₀	M _t	T _w	T _e (-)	M _W	M _E	M ₀	M _t	
Type 01	AB	3,50	1,80	5,42	9,03	6,043	9,29	11,35	1,30	3,91	6,52	4,36	
	BC	3,50	5,42	1,80	9,03	6,043	11,35	9,29	3,91	1,30	6,52	4,36	
Type 02	AB	4,70	Max	3,26	8,15	16,29	4,51	12,82	14,71	2,36	5,90	11,8	8,70
			Min	2,45	6,13	12,26	3,39	9,65	11,21	1,81	4,52	9,05	2,51
	BC	3,50	6,13	3,61	6,80	3,63	11,88	8,77	4,52	2,40	6,80	3,63	
	CD	3,50	3,61	6,00	6,80	3,63	8,82	11,83	2,40	4,43	6,80	3,63	
	DE	4,65	Max	7,98	3,19	15,95	7,20	14,75	12,79	5,75	2,30	11,51	5,19
			Min	6,00	2,40	12,00	5,42	11,09	9,55	4,43	1,77	8,86	4,00
Type 03	AB	4,65	3,19	3,19	15,95	13,84	13,72	13,72	2,30	2,30	11,51	9,99	
Type 04	AB	4,70	Max	3,26	9,80	16,29	10,89	12,48	15,25	2,35	7,05	11,76	7,86
			Min	2,45	7,35	12,25	3,02	9,40	11,47	1,81	5,43	9,05	2,23
	BC	3,50	7,35	1,86	9,03	5,73	12,60	8,05	5,43	1,30	6,52	4,13	

Tableau .III.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus (M en KN.m et T en KN) Plancher étage courant

Les sollicitations maximales de calcul sont :

E.L.U:

- M_{travée(max)} = 13,84 KN. m
- M_{appui(max)} = 9,80 KN. m
- T_{max} = 15,25 KN

E.L.S:

- M_{trevée(max)} = 9,99 KN. m
- M_{appui(max)} = 7,05 KN. m

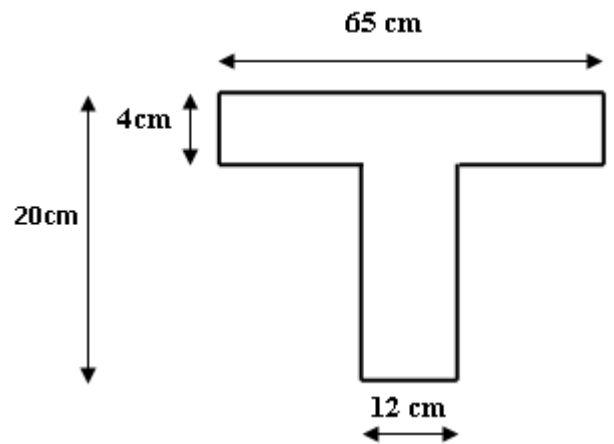


Figure III.7 : Coupe transversale de poutrelle

Données:

- Largeur de la poutrelle $b=65$ cm
- $b_0= 12$ cm
- Haute de la section $h_t= 20$ cm
- Epaisseur de la table de compression $h_0= 4$ cm
- Hauteur utile $d=0,9h_t= 18$ cm
- Contrainte aciers longitudinaux utilisés $f_e= 400$ MPa
- Contrainte aciers transversaux utilisés $f_e= 235$ MPa
- Contraint du béton à 28jours $f_{c28}= 25$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}= 2.1$ MPa
- Fissuration non préjudiciable $\sigma_{bc} = 14.20$ MPa ; $\sigma_c = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

5. Calcul du ferrailage des poutrelles :

5.1 Calcul des armatures longitudinales :

• **L'E.L.U :**

1.En travée:

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 04 \times 14,20 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(\max)} = 13,84 \text{KN.m} < 59,07 \text{ KN.m}$$

- Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire ($b \times h_h$) = (65 × 20)cm² soumise à

$$M_{t(\max)} = 13,84 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{13,84 \times 10^3}{14,20 \times (18)^2 \times 65} = 0,046 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976 ; \beta \text{ est tirée du tableau}$$

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

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{M_{t \text{ max}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,84 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité(section en Té) :

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

Avec : $I = b_0 \times \frac{ht^2}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \times ht + (b - b_0) \times h_0] \times V^2$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2[b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0]}$$

$$V = \frac{12 \times (20)^2 + (65 - 12) \times (4)^2}{2[12 \times 20 + (65 - 12) \times 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 12 \times \frac{(20)^2}{3} + (65 - 12) \times \frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \times 4] \times (6,25)^2 = 14925,60 \text{ cm}^4$$

$$V' = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 6,25} \times \frac{2,1}{400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ cal}} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,77 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

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

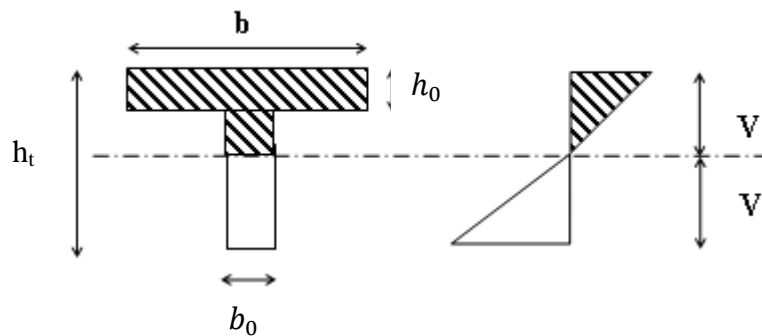


Figure .III.8 : Condition de non fragilité (section en Té)

2. Sur appuis :

- La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

a. Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,80 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,20} = 0,177 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,177 \rightarrow \beta = 0,9015$; β est tirée du tableau

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,80 \times 10^3}{0,9015 \times 18 \times 348} = 1,73 \text{ cm}^2$$

- Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,73 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le choix : **1T10** filante + **1T10** chapeau ; $A_s = 1,58 \text{ cm}^2$

b. Sur appui de rive :

La section calculée est une section rectangulaire de dimension **(12 × 20) cm²**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,26 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,20} = 0,059 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,133 \Rightarrow \beta = 0,9695 ; \beta \text{ est tirée du tableau}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,26 \times 10^3}{0,9695 \times 18 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T_e) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times f_e} = \frac{14925,60 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 0,53 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc : $A_s \geq 0,77 \text{ cm}^2$

On prend : **1T10** ; $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$

- **Vérification des contraintes à I.E.L.S :**

$$M_{t(\text{ser})} = 9,99 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A'(y - c') - \eta \times A \times (d - y) = 0$$

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

$$32,50 \times y^2 - 15 \times 2,36 \times (18 - y) = 0 \Rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

y = 3,91cm L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,91)^3 + 15 \times 2,36 \times (18 - 3,91)^2 = 8323,05 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des contraintes :**

- Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{9,99 \times 10^3}{8323,05} \times 3,91 = 4,70 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 4,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$condition vérifiée

Remarque : La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

- Contrainte de cisaillement (efforts tranchants) :

$$T_{max} = 15,25 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{15,25 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,70 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée

5.2 Calcul des armatures transversales A_t :

• Le diamètre :

D'après le BAEL.99 (A.5.1.23), on a :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 10\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi_t = 6 \text{ mm}$

• Calcul des espacements:

$$s_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq (16,20 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq 16,20 \text{ cm}$$

• La section des armatures transversales:

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

$K=1$ (fissuration non préjudiciable)

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

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \times d}$$

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

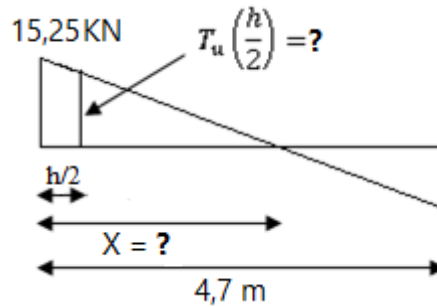


Figure .III.9 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

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

- Calcule la distance X :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{4,70}{2} + \frac{2,45 - 6,13}{5,90 \times 4,7} = 2,22 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,25 \times (2,22 - 0,1)}{2,22} = 14,56 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14,56 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 1,01 \text{ MPa}$$

D'après(1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(1,01 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 2,48 \times 10^{-2} \text{ cm} \dots \dots (2)$$

- Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{1,01}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,505 ; 0,4) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,505 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq \frac{0,505 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq \frac{0,505 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots (3)$$

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

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}; \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

En trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$

Le choix : $\begin{cases} 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

- Zone nodal : $S_t \leq \min(10\Phi_l; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(10 \times 1; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$
- Zone courante : $S_t \leq 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Le choix : $\begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 15,25 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 9,80 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{9,80}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 60,5 \text{ kN}$$

$F_u = 60,5 \text{ kN} > T_u = 15,25 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- Compression de la bielle d'about:

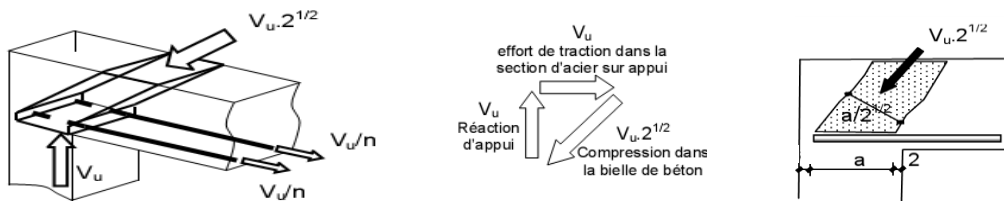


Figure .III.10 : Schéma de la bielle d’about

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a \times b_0}$$

Où :

a : La longueur d’appui de la bielle

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,25 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,019 \text{ m} = 1,9 \text{ cm}$$

$a = \min(a'; 0,9d)$; $a' = c - c' - 2$; $c' = 2 \text{ cm}$; $c = 45 \text{ cm}$

a' : La largeur d'appui

c : La largeur de l'appui du poteau

c' : L'enrobage

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(41 ; 16,2) = 16,20 \text{ cm} > 1,9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T : L'effort tranchant maximum (T = 15,25 KN)

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues (n = 3)

μ : Périmètre d'armatures tendue ($\mu = \pi \times \Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$)

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,25 \times 10^3}{16,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,99 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,99 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Ancrage des armatures tendues :

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

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

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

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

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

6. Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{470} = 0,043 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{470} = 0,043 < \frac{8,7}{15 \times 11,8} = 0,049 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \geq \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié} \end{array} \right.$$

Les 3 conditions ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On a:

$$\begin{cases} G = 5.06 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 5.06 + 1,50 = 6.56 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 0.90 = 4.16 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour $b=0.65$

$$\begin{cases} G = 5.06 \times 0,65 = 3.289 \text{ KN/ml} \\ P = 6.56 \times 0,65 = 4.264 \text{ KN/ml} \\ J = 4.16 \times 0,65 = 2.704 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

a. Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3.289 \times 4.7^2}{8} = 7.71 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4.264 \times 4.7^2}{8} = 10.00 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \left(\frac{2.704 \times 4.7^2}{8} \right) = 6.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

b. Détermination du centre de gravité :

$$y = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(h - \frac{h_0}{2} \right) + \left[\frac{b_0(h-h_0)(h-h_0)}{2} \right] + n \cdot A_s \cdot c + n \cdot A'_s(h - c')}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + n \cdot A_s + n \cdot A'_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left(20 - \frac{4}{2} \right) + \left[\frac{12(20-4)(20-4)}{2} \right] + 15 \times 2.36 \times 2 + 15 \times 0.79(20 - 2)}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,36 + 15 \times 0.79}$$

$$y = 13.02 \text{ cm}$$

c. Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y)^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2$$

$$I = \frac{65 \times 13.02^3}{3} - \frac{(65 - 12)(13.02 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 13.02)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 13.02)^2$$

$$+ 15 \times 0.79 \times (13.02 - 2)^2 = 38533.90 \text{ cm}^4$$

• **Pourcentages des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

d. Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A.Z} = \frac{7.71 \times 10^3}{2.36 \times (0.9 \times 18)} = 201.66 \text{ MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A.Z} = \frac{10 \times 10^3}{2.36 \times (0.9 \times 18)} = 261.56 \text{ MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A.Z} = \frac{6.34 \times 10^3}{2.36 \times (0.9 \times 18)} = 165.82 \text{ MPa} \end{cases}$$

e. Calcul de μ_G ; μ_P ; μ_J :

$$\begin{cases} \mu_G = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}}\right]\right) = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 201.66 + 2.1}\right]\right) = 0.67 \\ \mu_P = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SP} + f_{t28}}\right]\right) = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 261.56 + 2.1}\right]\right) = 0.73 \\ \mu_J = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}}\right]\right) = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 165.82 + 2.1}\right]\right) = 0.61 \end{cases}$$

f. Calcul des moments d'inertie fictifs:

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = 3,73\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1,5$$

$$I_f = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 38533,90}{(1 + 3,73 \times 0,67)} = 12113,76 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 38533,90}{(1 + 1,50 \times 0,67)} = 21140,79 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \times 38533,90}{(1 + 3,73 \times 0,73)} = 11385,55 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \times 38533,90}{(1 + 3,73 \times 0,61)} = 12941,49 \text{ cm}^4$$

g. Calcul de flèche (total et admissible):

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^G} = \frac{7.71 \times 10^3 \times 470^2}{10 \times 32164,20 \times 12113,76} = 0,43 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^G} = \frac{7.71 \times 10^3 \times 470^2}{10 \times 10818,86 \times 21140,79} = 0,74 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^P} = \frac{10 \times 10^3 \times 470^2}{10 \times 32164,20 \times 11385,55} = 0,60 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^j} = \frac{6.34 \times 10^3 \times 470^2}{10 \times 32164.20 \times 12941.49} = 0.33 \text{ cm}$$

h. La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (0.74 - 0.33) + (0.60 - 0.43) = 0.58$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94$$

Donc : $\Delta f_t = 0.58 < \Delta f_{\max} = 0.94$ Condition vérifiée

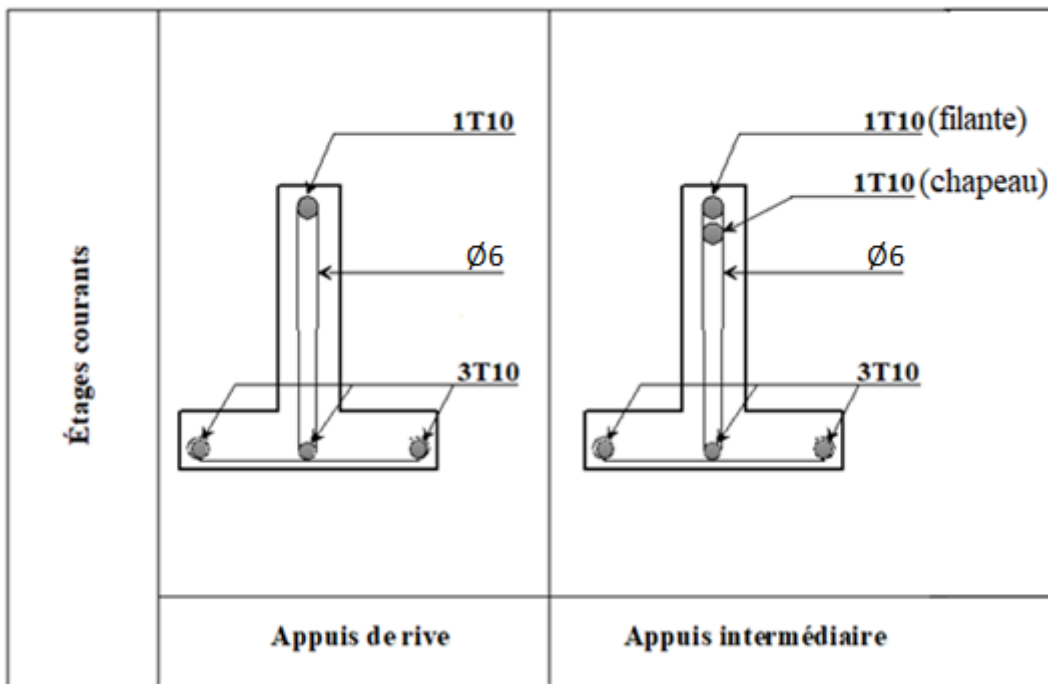


Figure .III.11 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants

III.2.4. Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

❖ On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment.

- Les combinaisons de charges:

$$G = 5,82 \times 0,65 = 3,78 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{aligned} Q_u &= 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,08 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} &= G + Q = 4,43 \text{ KN/m} \end{aligned} \right.$$

$$Q_{ser} = G + Q = 4,43 \text{ KN/m}$$

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

$$(M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

1. Les types des poutrelles :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$G = 5.82 \times 0,65 = 3.78 \text{ KN/ml}$$

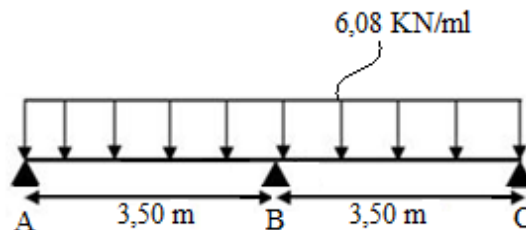
$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{aligned} Q_{ult} &= 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 6.08 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} &= G + Q = 4.43 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right.$$

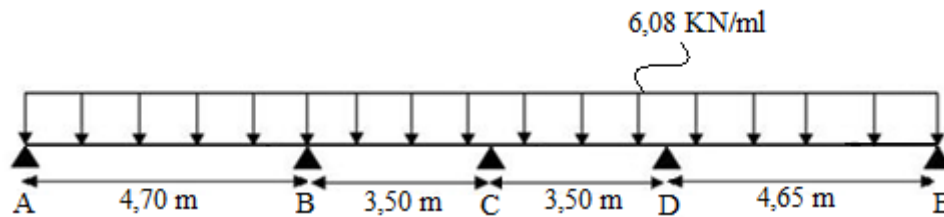
$$Q_{ser} = G + Q = 4.43 \text{ KN/ml}$$

Notre plancher terrasse comporte 4 types de poutrelles :

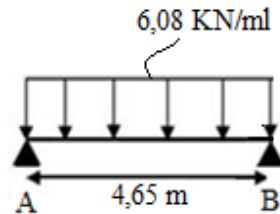
Type 1 :



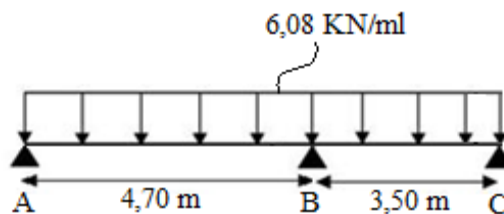
Type 2 :



Type 3 :



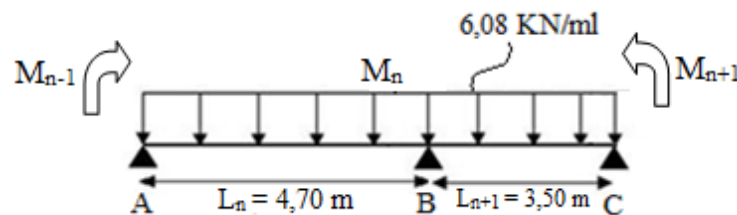
Type 4 :



1- Calcul des moments fléchissant :

La poutrelle de type 2 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les même étapes de calcul.

- On isole les deux premières travées adjacentes AB et BC :



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

- Partie AB :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,08 \times 4,70^2}{8} = 16.79 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{4.70}{2} = 2.35 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_0^{AB}) = \frac{2}{3} (4.7 \times 16.79) = 52.61 \text{ m}^2$$

- Partie BC :

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,08 \times 3,50^2}{8} = 9.31 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,50}{2} = 1,75 \text{ m}$$

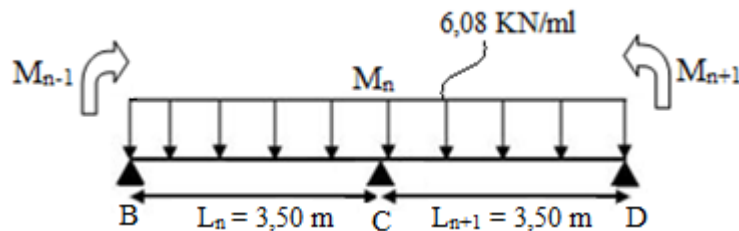
$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_0^{BC}) = \frac{2}{3} (3,50 \times 9.31) = 21.72 \text{ m}^2$$

On peut maintenant déterminer l'équation :

$$M_a = -0,2 M_0^{AB} = -3.36 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow 16.4M_b + 3.50M_c + 207.19 = 0 \dots (1)$$

- On isole les deux premières travées adjacentes BC et CD :



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

- Partie BC :

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,08 \times 3,50^2}{8} = 9.31 \text{ KN.m}$$

$$a_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,50}{2} = 1,75 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_0^{BC}) = \frac{2}{3} (3,50 \times 9.31) = 21.72 \text{ m}^2$$

- Partie CD :

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,08 \times 3,50^2}{8} = 9.31 \text{ kN.m}$$

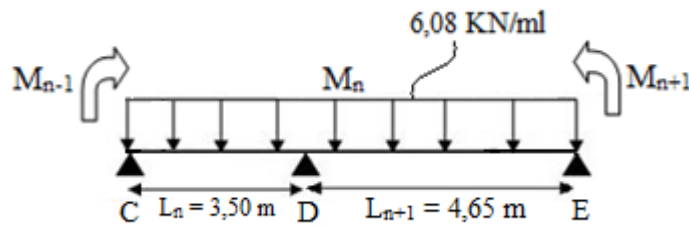
$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,50}{2} = 1,75 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_0^{CD}) = \frac{2}{3} (3,50 \times 9.31) = 21.72 \text{ m}^2$$

On peut maintenant déterminer l'équation :

$$\Rightarrow 3,50M_b + 14M_c + 3.50M_d + 130.32 = 0 \dots (2)$$

- On isole les deux premières travées adjacentes CD et DE :



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

- Partie CD :

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,08 \times 3,50^2}{8} = 9,31 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,50}{2} = 1,75 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_0^{CD}) = \frac{2}{3} (3,50 \times 9,31) = 21,72 \text{ m}^2$$

- Partie DE :

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,08 \times 4,65^2}{8} = 16,43 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{4,65}{2} = 2,33 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_0^{DE}) = \frac{2}{3} (4,65 \times 16,43) = 50,93 \text{ m}^2$$

On peut maintenant déterminer l'équation :

$$M_e = -0,2M_{0 DE} = -3,29 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow 3,50M_c + 16,3M_d + 202,65 = 0 \dots (3)$$

- Détermination des moments aux appuis et en travées :

- a. Sur appuis :

Il suffit de faire la résolution des trois équations trouvées précédemment :

$$\begin{cases} 16,4M_b + 3,50M_c + 207,19 = 0 \\ 3,50M_b + 14M_c + 3,50M_d + 130,32 = 0 \\ 3,50M_c + 16,3M_d + 202,65 = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$M_a = -3,36 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -11,90 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -3,40 \text{ KN.m}$$

$$M_d = -11,70 \text{ KN.m}; M_e = -3,29 \text{ KN.m}$$

b. En travée :

$$M_{tAB} = \frac{M_a + M_b}{2} + M_{0AB} = \frac{-3.36 - 11.90}{2} + 16.79 = 9.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_b + M_c}{2} + M_{0BC} = \frac{-11.90 - 3.40}{2} + 9.31 = 1.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_c + M_d}{2} + M_{0CD} = \frac{-3.40 - 11.70}{2} + 9.31 = 1.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = \frac{M_d + M_e}{2} + M_{0DE} = \frac{-11.70 - 3.29}{2} + 16.43 = 8.94 \text{ KN.m}$$

2- Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_a - M_b}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-3.36 + 11.90}{4.70} + \left(6,08 \times \frac{4.70}{2}\right) = 16.11 \text{ KN} \\ T_e = \frac{M_a - M_b}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-3.36 + 11.90}{4.70} - \left(6,08 \times \frac{4.70}{2}\right) = -12.47 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{-11.90 + 3.40}{3.50} + \left(6,08 \times \frac{3,50}{2}\right) = 8.21 \text{ KN} \\ T_e = \frac{-11.90 + 3.40}{3,50} - \left(6,08 \times \frac{3,50}{2}\right) = -13.07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = \frac{-3.40 + 11.70}{3.50} + \left(6,08 \times \frac{3.50}{2}\right) = 13.01 \text{ KN} \\ T_e = \frac{-3.40 + 11.70}{3.50} - \left(6,08 \times \frac{3.50}{2}\right) = -8.27 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} T_w = \frac{-11.70 + 3.29}{4.65} + \left(6,08 \times \frac{4.65}{2}\right) = 12.33 \text{ KN} \\ T_e = \frac{-11.70 + 3.29}{4.65} - \left(6,08 \times \frac{4.65}{2}\right) = -15.94 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour ce plancher les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles l'E.L.U et l'E.L.S

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 (-)
Type 01	AB	3.50	9.31	4.19	1.86	8.38	12.50	8,78	6.78	3.05	1.36	6.10
	BC	3.50	9.31	4.19	8.38	1.86	8.78	12.50	6.78	3.05	6.10	1.36
Type 02	AB	4.70	16.79	9.17	3.36	11.90	16.11	12.47	12.23	6.67	2.45	8.67
	BC	3,50	9.31	1.67	11.9	3.40	8.21	13.07	6.78	1.21	8.67	2.48
	CD	3.50	9.31	1.76	3.40	11.70	13.01	8,27	6.78	1.28	2.48	8.52
	DE	4.65	16.43	8.94	11.70	3.29	12.33	15,94	11.97	6.51	8.52	2.40
Type 03	AB	4.65	16.43	13.96	3.29	3.29	14.14	14.14	11.97	10.17	2.40	2.40
Type 04	AB	4.70	16.79	8.99	3.36	12.24	16.18	12.40	12.23	6.55	2.45	8.91
	BC	3.50	9.31	2.26	12.24	1.86	7.67	13.61	6.78	1.65	8.91	1.36

Tableau .III.3.Tableau récapitulatif des résultats obtenus
(M en KN.m et T en KN) Plancher terrasse

Les sollicitations maximales de calcul sont:

E.L.U:

- M_{travée (max)} = 13.96 KN. m
- M_{appui (max)} = 12.24 KN. m
- T_{max} = 16.18 KN

E.L.S:

- M_{travée (max)} = 10.17 KN. m
- M_{appui (max)} = 8.91 KN. m

2. Calcul du ferrailage des poutrelles :

2.1 Calcul des armatures longitudinales:

❖ **L'E.L.U :**

1. En travée:

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,20 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59.07 \text{ KN. m}$$

$$M_{t(max)} = 13.96 \text{ KN. m} < 59.07 \text{ KN. m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire ($b \times h_t$) = (65 × 20) cm² soumise à

$$M_{t(max)} = 13.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{13.96 \times 10^3}{14,20 \times (18)^2 \times 65} = 0,047 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,047 \Rightarrow \beta = 0,9755 ; \beta \text{ est tirée du tableau}$$

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

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.96 \times 10^3}{0,9755 \times 18 \times 348} = 2.29 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 2.29 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend : 2T12 + 1T10 ; A_s = 3.05 cm²

2. Sur appuis:(La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 × 20) cm²)

a. Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.24 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,222 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,222 \Rightarrow \beta = 0,873 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.24 \times 10^3}{0,873 \times 18 \times 348} = 2.24 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 6,25} \times \frac{2,1}{400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le choix:1T12(filante) + 1T12 (chapeau) =2.26 cm²

b. Sur appui de rive :

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 × 20) cm²

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.36 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,20} = 0,061 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,061 \Rightarrow \beta = 0,9685$; β est tirée du tableau

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.36 \times 10^3}{0,9685 \times 18 \times 348} = 0,55 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V \times f_e} = \frac{14925,60 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ cal}} = 0,55 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,77 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée

Donc : $A_s \geq 0,77 \text{ cm}^2$

On prend : **1T10 ; $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$**

❖ Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$M_{t(\text{ser})} = 10.17 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A'(y - c') - \eta \times A \times (d - y) = 0$$

$\Rightarrow y = 4.38 \text{ cm} > 4 \text{ cm}$ L'axe neutre tombe dans la nervure (section T)

Moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65 \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{65 \times 4.38^3}{3} + 15 \times 3.05 \times (18 - 4.38)^2 = 10307.43 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des contraintes :

- Contrainte maximale dans béton comprimé σ_b :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \times y = \frac{10.17 \times 10^3}{10307.43} \times 4.38 = 4.32 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 4.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

- Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{10.17(18 - 4.38)}{10307.43} = 201.58 \text{ MPa}$$

Fissuration est préjudiciable :

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right) = 202 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow \sigma_{st} = 201.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}$ condition vérifiée

- Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):

$$T_{max} = 16.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16.18 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,75 \text{ MPa}$$

Fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

2.2 Calcul des armatures transversales A_t :

- Le diamètre :

D'après le BAEL.99 (A.5.1.23), on a :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 10\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71 ; 12 ; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi_t = 6 \text{ mm}$

- Calcule des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} s_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ s_t \leq (16,20 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow s_t \leq 16,20 \text{ cm}$$

- La section des armatures transversales :

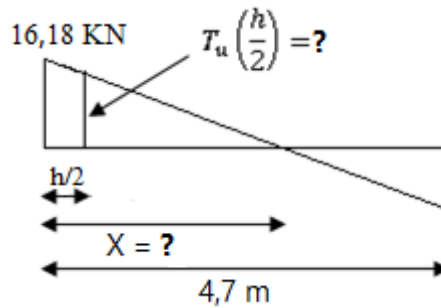
$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots(1)$$

$K = 1$ (fissuration non préjudiciable)

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

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \times d}$$

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



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

Calcule la distance X :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{4.70}{2} + \frac{8.91 - 2.45}{4.43 \times 4.70} = 2,66 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16.18 \times (2,66 - 0,1)}{2,66} = 15.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15.57 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,72 \text{ KN}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 0,72 \text{ KN}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,72 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 5.87 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots (2)$$

• Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{0,72}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,36; 0,4) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots (3)$$

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

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq 0,02 \text{ cm} \text{ On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

Le choix : $\begin{cases} 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2 \\ s_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

- Zone nodal: $s_t \leq \min(10\Phi_l; 15\text{cm}) \Rightarrow s_t \leq \min(10 \times 1; 15 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 10 \text{ cm}$
- Zone courante: $s_t \leq 15\text{cm}$

Le choix : $\begin{cases} s_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ s_t = 15 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$T_{\max} = 16.18 \text{ KN}$

$M_{\text{appui}} = 12.24 \text{ KN.m}$

$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{Z} = \frac{12.24}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 75.56 \text{ KN} > T_u = 16.18 \text{ KN}$

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 billette est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ s = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{a \times b_0}$$

a : La longueur d'appui de la biellette

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{a \times b_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 16.18 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,019 \text{ m} = 1,9 \text{ cm}$$

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

$a = \min(41 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 1,9 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

- Entraînement des armatures:

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9 \times d \times u \times n} \leq \bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{16.18}{0,9 \times 18 \times \psi_s}$$

ψ_s : Coefficient de cisailment ($\psi_s = 1,5$ pour H. A)

T : L'effort tranchant maximum (T = 16,18 KN)

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues (n = 3)

μ : Périmètre d'armatures tendue ($\mu = \pi \times \Phi = \pi \times 1 = 3,14$ cm)

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{16,18 \times 10^3}{16,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1,06 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 1,06 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• Ancrage des armatures tendues :

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

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement doit : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_s}$

Φ : Diamètre d'une barre égale à 1 cm

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30$ cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

3. Vérification de la flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{470} = 0,043 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{470} = 0,043 > \frac{6,67}{15 \times 12,23} = 0,036 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions 1 et 3 ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,82 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 5,82 + 1 = 6,82 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 0,90 = 4,92 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour $b=0,65$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,82 \times 0,65 = 3,783 \text{ KN/ml} \\ P = 6,82 \times 0,65 = 4,433 \text{ KN/ml} \\ J = 4,92 \times 0,65 = 3,198 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

a. Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3.783 \times 4.7^2}{8} = 8.87 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4.433 \times 4.7^2}{8} = 10.40 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3.198 \times 4.7^2}{8} = 7.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

b. Détermination du centre de gravité :

$$y = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(h - \frac{h_0}{2} \right) + \left[\frac{b_0(h-h_0)(h-h_0)}{2} \right] + n \cdot A_s \cdot c + n \cdot A'_s(h - c')}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + n \cdot A_s + n \cdot A'_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \left(20 - \frac{4}{2} \right) + \left[\frac{12(20-4)(20-4)}{2} \right] + 15 \times 2.36 \times 2 + 15 \times 1.13 \times (20 - 2)}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2.36 + 15 \times 1.13}$$

$$y = 13.07 \text{ cm}$$

c. Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y)^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2$$

$$I = \frac{65 \times 13.07^3}{3} - \frac{(65 - 12)(13.07 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 13.07)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 13.07)^2$$

$$+ 15 \times 1.13 \times (13.07 - 2)^2 = 39461.69 \text{ cm}^4$$

• Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,011$$

d. Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot Z} = \frac{8.87 \times 10^3}{2.36 \times (0.9 \times 18)} = 232.00 \text{ MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot Z} = \frac{10.40 \times 10^3}{2.36 \times (0.9 \times 18)} = 272.02 \text{ MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot Z} = \frac{7.50 \times 10^3}{2.36 \times (0.9 \times 18)} = 196.17 \text{ MPa} \end{cases}$$

e. Calcul de μ_G ; μ_P ; μ_J :

$$\begin{cases} \mu_G = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}}\right]\right) = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 232 + 2,1}\right]\right) = 0,70 \\ \mu_P = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SP} + f_{t28}}\right]\right) = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 272,02 + 2,1}\right]\right) = 0,73 \\ \mu_J = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SJ} + f_{t28}}\right]\right) = \max\left(0; 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 196,17 + 2,1}\right]\right) = 0,65 \end{cases}$$

f. Calcul des moments d'inertie fictifs:

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = 3,73\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1,5$$

$$I_f = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 39461,69}{(1 + 3,73 \times 0,70)} = 12021,00 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 39461,69}{(1 + 1,50 \times 0,70)} = 21174,56 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \times 39461,69}{(1 + 3,73 \times 0,73)} = 11659,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \times 39461,69}{(1 + 3,73 \times 0,65)} = 12675,67 \text{ cm}^4$$

g. Calcul de flèche (total et admissible):

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^G} = \frac{8,87 \times 10^3 \times 470^2}{10 \times 32164,20 \times 12021} = 0,50 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^G} = \frac{8,87 \times 10^3 \times 470^2}{10 \times 10818,86 \times 21174,56} = 0,85 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^P} = \frac{10,40 \times 10^3 \times 470^2}{10 \times 32164,20 \times 11659,68} = 0,61 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^J} = \frac{7,50 \times 10^3 \times 470^2}{10 \times 32164,20 \times 12675,67} = 0,40 \text{ cm}$$

h. La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{Ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (0,85 - 0,40) + (0,61 - 0,50) = 0,56$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0,94$$

Donc : $\Delta f_t = 0,56 < \Delta f_{\max} = 0,94$ Condition vérifiée

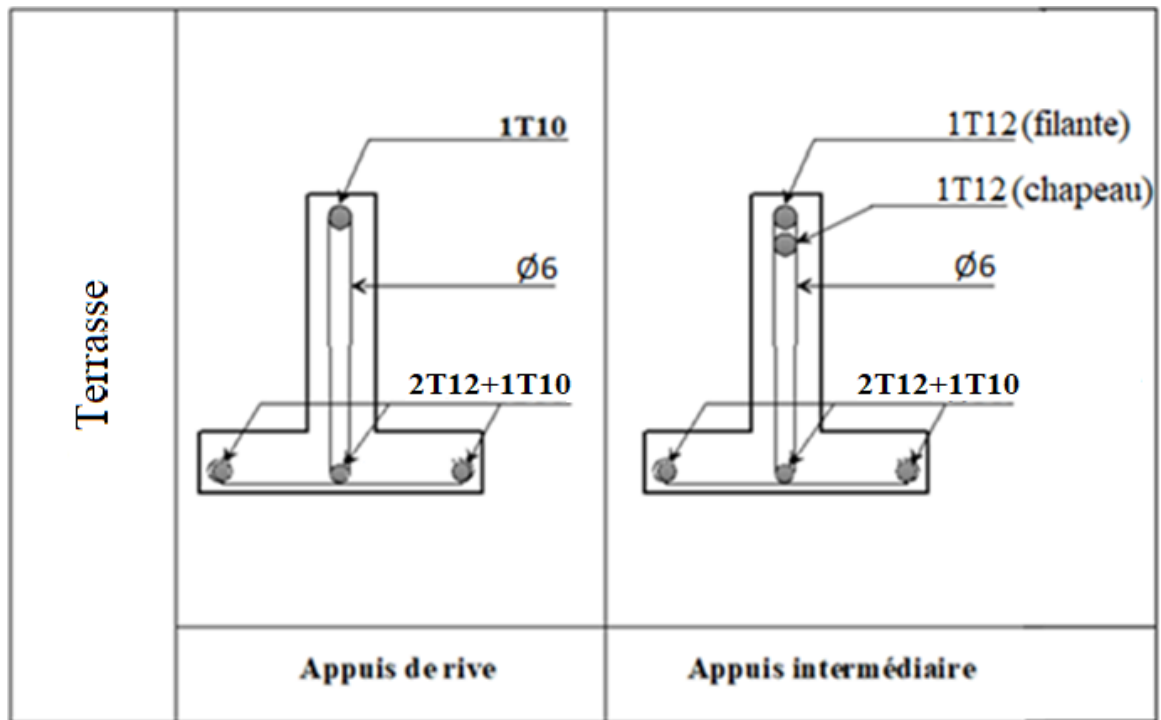


Figure .III.12. Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse

Chapitre IV :
Éléments non
structuraux

IV.1. Acrotère :**❖ Introduction :**

L'acrotère est un élément structural contournant 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 non pondérée estimée à 1000 N/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 $h=70$ cm

–L'épaisseur $e_p= 15$ cm

IV.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :**• Calcul des efforts :**

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

a) Poids propre :

$$S = \left[(0,15 \times 0,7) + (0,07 \times 0,1) + \frac{1}{2} (0,03 \times 0,1) \right] = 0,114 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,114 \times 25 = 2,85 \times 1 = 2,85 \text{ kN/ml}$$

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

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 2,85 = 3,85 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 2,85 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times Q \times h$$

$$= 1,50 \times 1 \times 0,70 = 1,05 \text{ kN.m}$$

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

d) Effort tranchant : M_U

$$V_U = 1,5 Q = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = Q = 1 \text{ kN.m}$$

e) Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2$ cm

f) Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{3,85} = 0,27 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m} < 0,27 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère

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

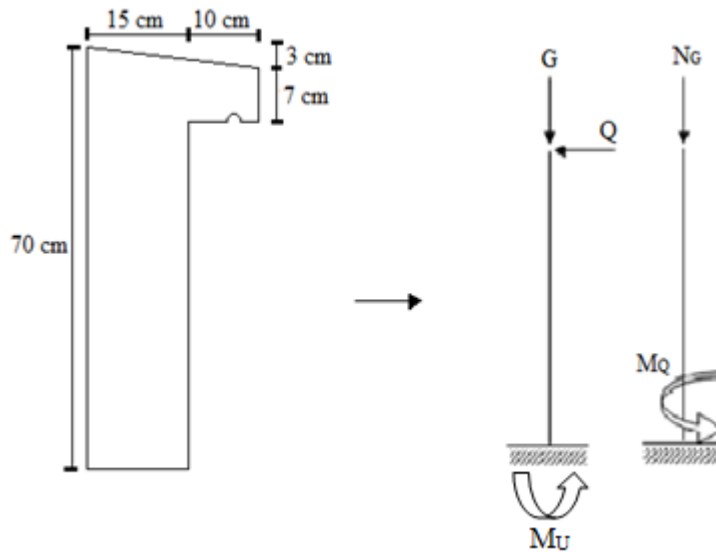


Figure IV. 1 : Acrotère en béton armé

IV.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 3,85 \left[0,27 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,15 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 3,85) - 1,05 = -0,78 \text{ kN.m}$$

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

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

$$= 24,80 \text{ kN.m}$$

$-0,78 < 24,80 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

IV.1.3. Calcul du ferrailage (E.L.U) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,05 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,009$$

IV.1.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

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

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0091 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0091 \rightarrow \beta = 0,995$$

On calcul :

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple

A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,05 \times 10^3}{348 \times 9 \times 0,995} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,34 - \frac{3,85 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.1.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 2,85 \text{ kN/ml}$$

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

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{2,85} = 0,24 \text{ m} = 24 \text{ cm}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{24 - 4,05}{24 - 1,665} \times 0,23 = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4 ϕ 6 p.m ; A_s = 1.13 cm²/ml ; S_t = 25 cm

b) Les armature de répartitions :

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

On adopte : 4 ϕ 6 p.m ; A_s = 1,13 cm²/ml ; S_t = 25 cm

IV.1.4. Vérification des contraintes (E.L.S) :

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 2,85 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 1,08 \text{ kN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2}y^2 - 15 \times 1,13(9 - y) = 0 \Rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

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

IV.1.4.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1080}{1064,68} \times 1,58 = 1,60 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,60 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.4.2. 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 HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{1080}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 112,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 112,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.4.3. Contrainte de cisaillement :

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

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

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

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

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

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

IV.1.4.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,1

C_p: Facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p: Poids propre de l'acrotère W_p = 2,85 kN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,1 \times 2,85 = 0,91 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

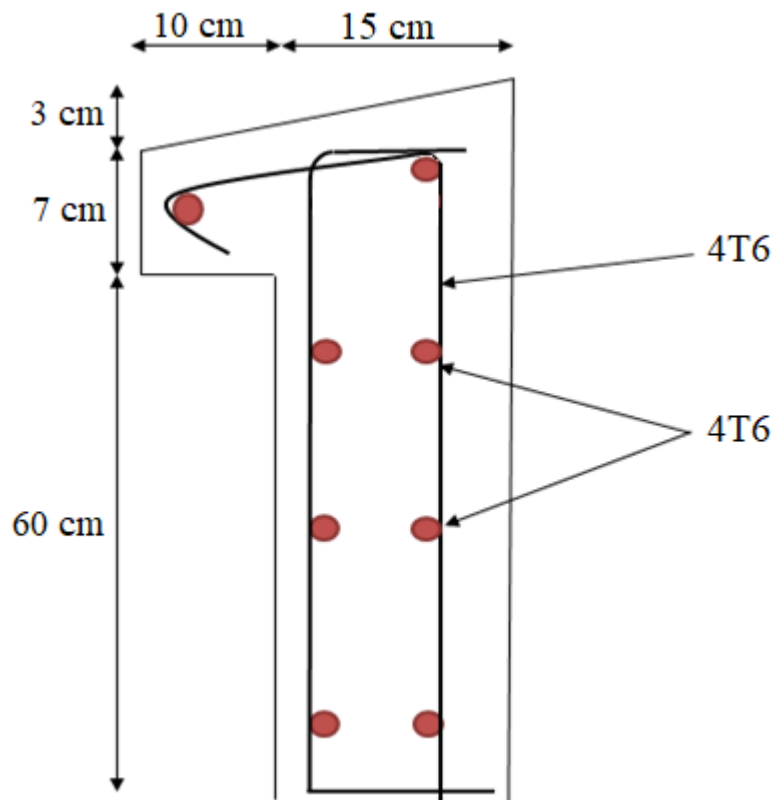


Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère

IV.2. Balcons :

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est-à-dire sans support immédiat en dessous de l'élément en « porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui.

IV.2.1. Balcon étages courants :**IV.2.1.1. Les charges et les sollicitations :**

$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge surfacique et linéaire :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,18) + (1,5 \times 3,5) = 12,24 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,24 \times 1 \text{ m} = 12,24 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,18 + 3,50 = 8,68 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = 8,68 \times 1 \text{ m} = 8,68 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

- **Poids propre du mur :**

La porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 3.06 m de hauteur

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = (0,9 \times 2) \times 1,20 \times 1 \text{ m} = 2,16 \text{ kN}$$

$$\underline{D'o\grave{u}} : P_{u \text{ mur}} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 2,16 = 2,92 \text{ kN}$$

- **Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :** (couche de 1.5cm)

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = (0,27 + 0,27) \times 1,20 \times 1 \text{ m} = 0,65 \text{ kN}$$

$$\underline{D'o\grave{u}} : P_{u \text{ enduit}} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0,65 = 0,88 \text{ kN}$$

- **Charges totales :**

$$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 2,92 + 0,88 = 3,80 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 2,16 + 0,65 = 2,81 \text{ kN}$$

- **Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :**

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,24 \times 1,70^2}{2}\right) - (3,80 \times 1,70) = -24,15 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_u l + P_u = (12,24 \times 1,7) + 3,80 = 24,61 \text{ Kn}$$

IV.2.1.2. Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{24,15 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,094 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0.951$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24.15 \times 10^3}{0,951 \times 13,50 \times 348} = 5.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5T14** et $A_{adpt} = 7.70 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = 1,93 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adpt} = 2.51 \text{ cm}^2$$

On prend : **5T8**, l'espace $S_t = 20 \text{ cm}$

IV.2.1.3. Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

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

$A_{adpt} = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{24.61 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,18 \text{ MPa}$$

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

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

1) $\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

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

- **Contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{24.61 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 5 \times 3,77 \times 10^2} = 1.07 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues (n = 5)

μ : Périmètre d'armatures tendues

$\mu = 3,77 \text{ cm}$; tirée du tableau

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

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

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

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

$\tau_{se} = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

- ❖ **La vérification des contraintes à l'E.L.S :**

$$M_{ser} = - \frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = - \frac{8,68 \times 1,70^2}{2} - (2,81 \times 1,70) = -17.32 \text{ kN.m}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 115.5y - 1559.25 = 0 \rightarrow y = 4.55 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,55^3}{3} + ((15 \times 7.70)(13,50 - 4,55)^2) = 12391.72 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{17.32 \times 10^3}{12391.72} \times 4,55 = 6.36 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 6.36 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{17.32 \times 10^3}{12391.72} \times (13,50 - 4.55) = 187.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 187.64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

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

Avec :

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

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 7.70 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 7.70)}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,93 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,07 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

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

$$= \frac{100 \times 7,93^3}{3} + \frac{100 \times 7,07^3}{3} + (15 \times 7.70 \times (13,50 - 7,93)^2) = 31985.73 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,70^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 31985,73} \times \left[\frac{8,68 \times 1,70}{8} + \frac{2,81}{3} \right] = 0.13 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{170}{250} = 0.68 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0.13\text{cm} < F_{adm} = 0.68 \text{ cm}$ Condition vérifiée

IV.2.2. Porte à faux (Terrasse) :

Les mêmes procédures ont été faites pour ferrailer la porte à faux de la terrasse avec toutes les vérifications nécessaires et on a obtenu :

4T14 et $A_{adpt} = 6.16 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

On prend :4T8 ; $A_{adp} = 2.01 \text{ cm}^2$

IV.2.3. Schéma de ferrailage :

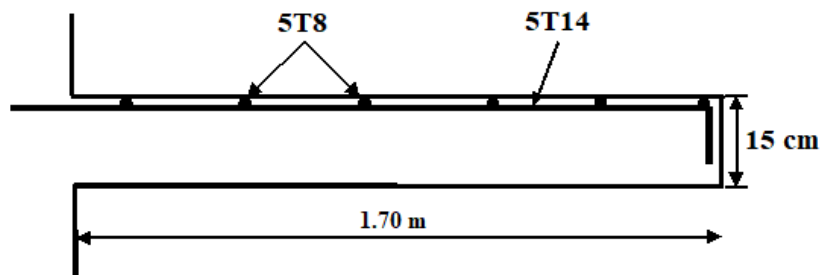


Figure IV. 3 : Schéma de ferrailage du balcon (étage courant)

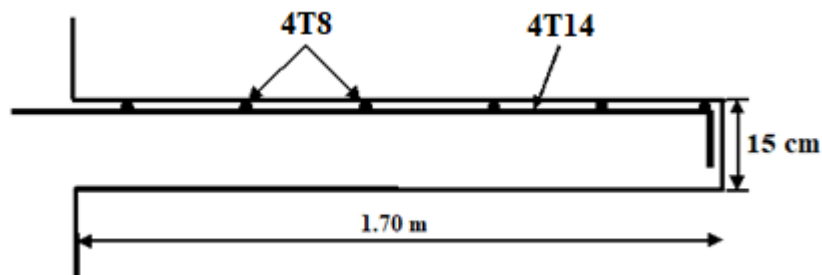


Figure IV. 4: Schéma de ferrailage du porte à faux (terrasse)

IV.3.Escaliers :

❖ Introduction :

L'escalier : Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

- **L'emmarchement**: largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **La hauteur de marche**: distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.

Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm environ.

Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre **H**.

- **Le giron**: distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

Les giron des marches de l'escalier intérieur varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre **G**.

- **La contremarche**: désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.
- **La marche**: surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. Par extension, le terme désigne également la pièce de bois ou de métal qui reçoit le pied. Le mot « marche » est aussi employé pour nommer l'ensemble formé par la marche et la contremarche notamment dans le cas des escaliers massifs en béton.

On distingue deux principaux types de marches :

- **La marche droite** de forme rectangulaire.
- **La marche balancée** de forme trapézoïdale. Dans les escaliers balancés, ce type de marche permet le changement de direction.

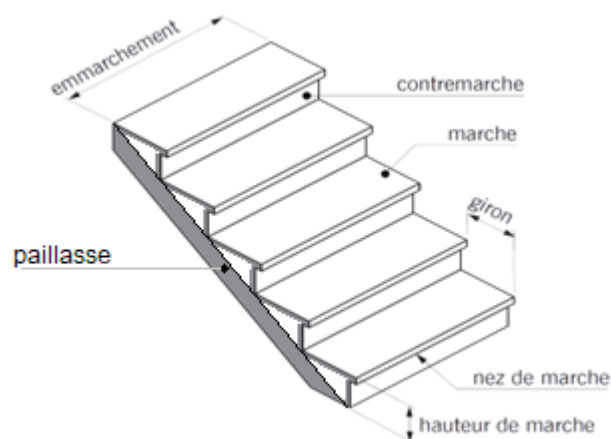


Figure : IV.5.Volée d'escalier

• **Le palier** : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée. On distingue plusieurs types de paliers :

- **Le palier d'arrivée** ou **palier d'étage** appelé aussi parfois **palier de communication** palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- **Le palier intermédiaire** ou **palier de repos** : palier inséré entre deux volées et situé entre deux étages. En principe, un palier intermédiaire ne dessert aucun local. Ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop important pour une seule volée ou lorsque la seconde volée n'est pas placée dans le prolongement de la première.

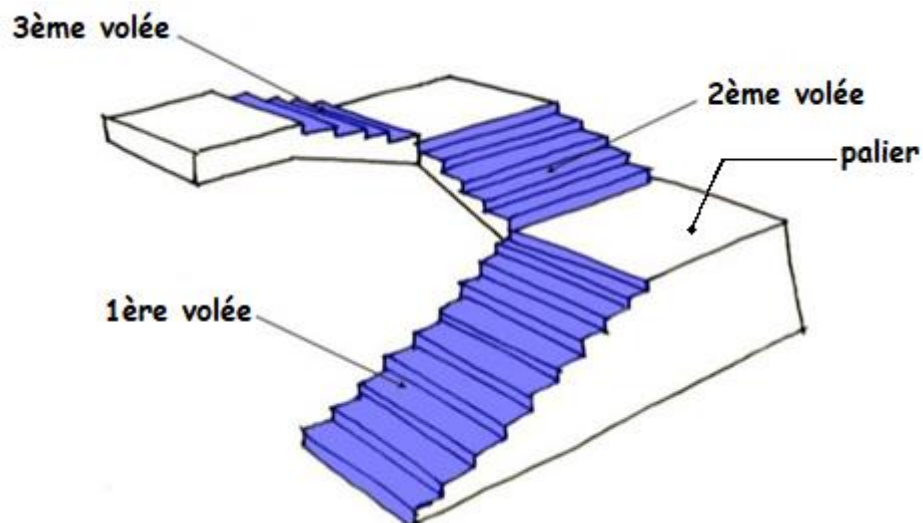


Figure : IV. 6. Vue de dessus de trois volées d'escalier

Notre bâtiment dispose 2 types d'escalier :

1^{ier} volée et 3^{ème} volée escalier droite et le 2^{ème} volée a marches consols.

IV.3.1. Dimensions de l'escalier :

Dimensions des escaliers :

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

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

Avec :

h : La hauteur de la marche (contre marche)

g : La largeur de la marche

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

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n - 1)g$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage

n : Le nombre de contre marche

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée

IV.3.2. Etude d'un escalier à trois volées :

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

On va prend :

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

Donc d'après Blondel on a :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marches}$$

$$\Rightarrow \text{le nombre des marches est : } n - 1 = 17 \text{ marches}$$

Les 18 contre marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 :** n= 7 contre marches ;donc: n-1 = 6 marches
- **Volée 2 :** n= 5 contre marches ;donc: n-1 = 4 marches
- **Volée 3 :** n= 6 contre marches ;donc: n-1 = 5 marches

L'angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b)Epaisseur de la pailasse (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow \frac{220}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{220}{20 \times 0,87}$$

$$\Rightarrow 8,43 \leq e_v \leq 12,64$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

c) Epaisseur du palier (e_p) :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

En prend :e_p = 15 cm

IV.3.3.Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Paillasse :

N	Désignation	Ep (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse ($e_v \times \frac{0,25}{\cos \alpha}$)	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20
			Charge permanente G	G= 7,14 KN/m ²
			Surcharge Q	Q=2,5KN/m ²

Tableau IV.1.Charges est surcharges de paillasse

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$\begin{cases} Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 13,39 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 9,64 \text{ kN/m} \end{cases}$$

b) Palier :

N	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	25×Poids propre du palier e_p	0,15	25,00	3,75
2	Carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
			Charge Permanente G	5,11
			Surcharge Q	2,5

Tableau IV.2.Charges est surcharges de palier

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$\begin{cases} Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,65 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 7,61 \text{ kN/m} \end{cases}$$

IV.3.4. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

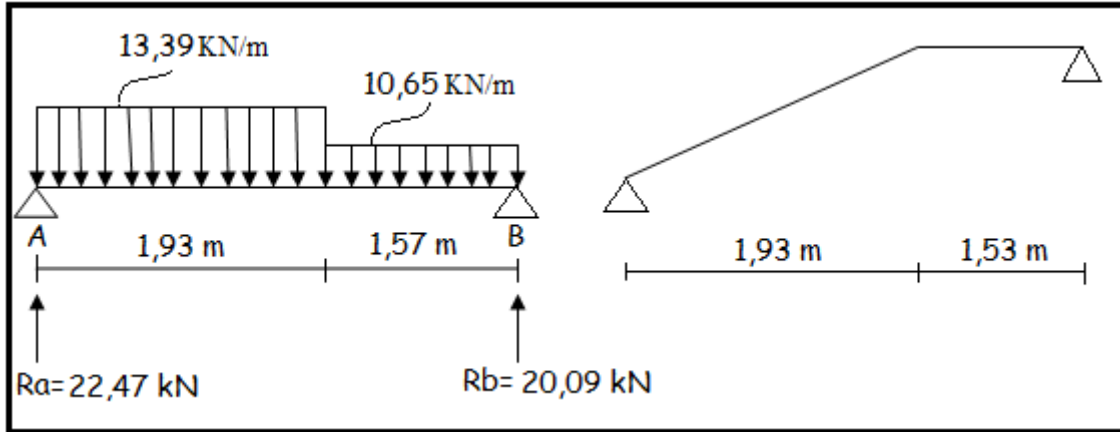


Figure : IV. 7. Schéma statique d'une volée + palier

a) Détermination des réactions :

$$R_a + R_b = (13,39 \times 1,93) + (10,65 \times 1,57) = 42,56 \text{ kN}$$

$$\sum M_a = (R_b \times 3,5) - (10,65 \times 1,57 \times 2,715) - (13,39 \times 1,93 \times 0,965) = 0$$

$$\Rightarrow R_b = 20,09 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_a = 22,47 \text{ kN}$$

b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

Distance	Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
<p><u>Cas 01 :</u> $0 \leq x \leq 1,93$</p>		$\sum F_v = 0 \Rightarrow -T - 13,39x + 22,47 = 0$ $\Rightarrow T = -13,39x + 22,47$ $x = 0 \Rightarrow T_0 = 22,47 \text{ kN}$ $x = 1,93 \Rightarrow T_{1,93} = -3,37 \text{ kN}$	$\sum M = 0 \Rightarrow M_x + \frac{13,39x^2}{2} - R_ax = 0$ $M_x = -6,695x^2 + 22,47x$ $x = 0 \Rightarrow M_x = 0$ $x = 1,93 \Rightarrow M_x = 18,43 \text{ kN.m}$
<p><u>Cas 02 :</u> $1,93 \leq x \leq 3,5$</p>		$\sum F_v = 0 \Rightarrow -T - 10,65(x - 1,93) - (13,39 \times 1,93) + 22,47 = 0$ $\Rightarrow T = -10,65x + 17,18$ $x = 1,93 \Rightarrow T_{1,93} = -3,37 \text{ kN}$ $x = 3,5 \Rightarrow T_{3,5} = -20,09 \text{ kN}$	$\sum M = 0 \Rightarrow M_x + \left(13,39 \times 1,93 \times \left(x - \frac{1,93}{2} \right) \right) + \frac{10,65 \times (x - 1,93)^2}{2} - 22,47x = 0$ $\Rightarrow M_x = -5,32x^2 + 17,18x + 5,10$ $x = 1,93 \Rightarrow M_x = 18,44 \text{ kN.m}$ $x = 3,5 \Rightarrow M_x = 0,06 \text{ kN.m}$

Figure : IV.3. Evaluation des moments et efforts tranchants

c) Le moment fléchissant maximal :

$$M_{\max} = -5,32x^2 + 17,18x + 5,10$$

➤ Position du moment max :

$$\frac{dM_f}{dx} = \frac{d(-5,32x^2 + 17,18x + 5,10)}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1,61 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 18,97 \text{ kN.m}$$

d) Les diagrammes :

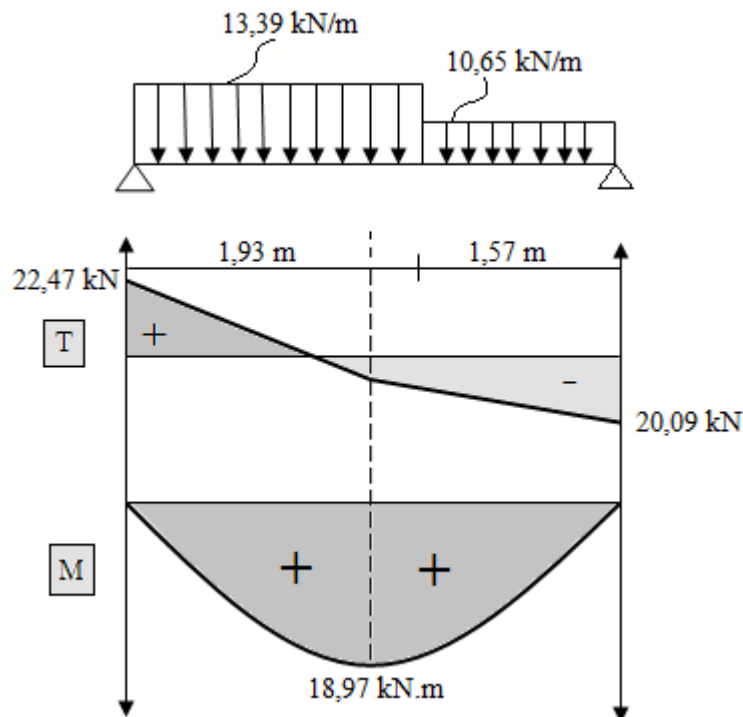


Figure : IV.8.Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier

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

On a:

$$M_{\max} = 18,97 \text{ kN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 \times M_{\max} = 16,12 \text{ kN.m} \\ M_a = 0,40 \times M_{\max} = 7,58 \text{ kN.m} \end{cases}$$

IV.3.5. Ferrailage (E.L.U) :

•En travée:

$$M_t = 16,12 \text{ KN.m}; d=0,9h=0,9 \times 15=13,5; b=100\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16,12 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,062 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,12 \times 10^3}{0,968 \times 13,5 \times 348} = 3,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

➤ Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

– **4T10** = 3,14 cm²/ml

– $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Condition de non fragilité :

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

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition Vérifiée

• **Sur appuis :**

$$M_a = 7,58 \text{ KN.m} ; d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,58 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,9855$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,58 \times 10^3}{0,9855 \times 13,5 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

➤ Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

– **4T10** = 3,14 cm²/ml

– $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Condition de non fragilité :

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

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition Vérifiée

IV.3.6. Vérifications :

IV.3.6.1. Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{22,47}{100 \times 13,5} \times 10 = 0,17 \text{ MPa}$$

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

IV.3.6.2. Vérification au niveau des appuis :

$$A_{\min} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left((22,47 \times 10^{-3}) + \frac{7,58 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,135} \right) = 2,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 2,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adm}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,43 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.6.3. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{t \max} = 13,63 \text{ KN.m (Déterminé par la méthode des sections RDM)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 11,58 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 5,45 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **En travée :**

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + (15 \times 4,52)(13,5 - 3,65)^2 = 8199,02 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{13,63 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 6,06 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 6,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Sur appuis :**

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + (15 \times 4,52)(13,5 - 3,65)^2 = 8199,02 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,63 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 6,06 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 2,83 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.6.4. Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{15}{350} = 0,042 > 0,033 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,003 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

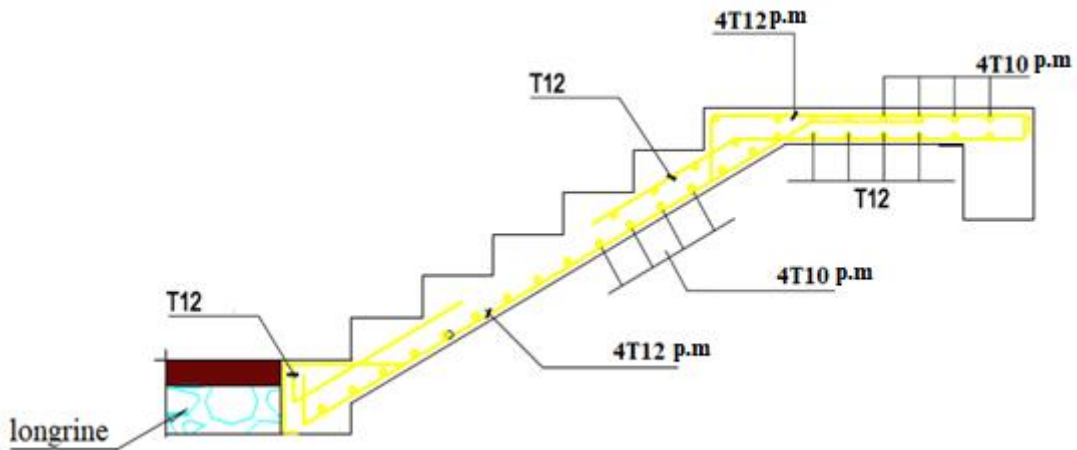


Figure IV.9 : Ferrailage de 1^{ère} volée

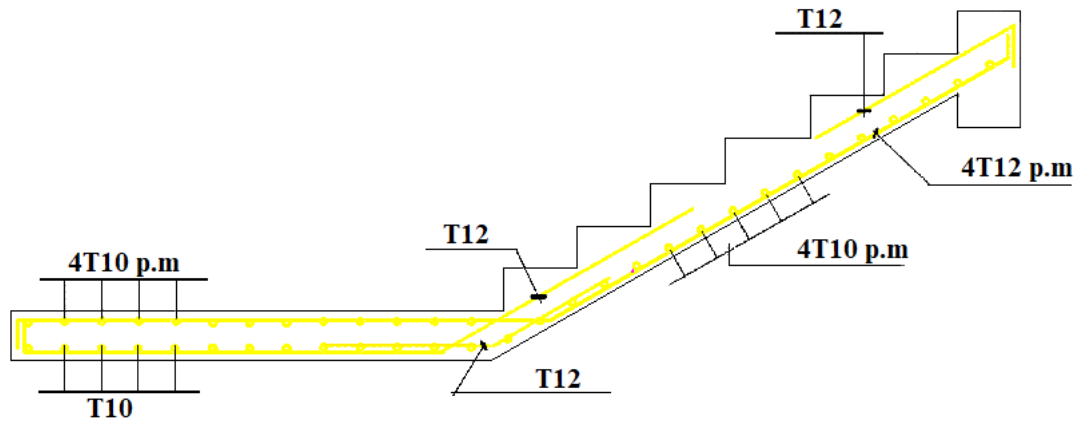


Figure IV.11 : Ferrailage de 3^{ème} volée

IV.3.7. Etude de la volée à marches consoles :

Dans ce cas on a les marches sont les éléments porteurs, ils sont encastres dans une poutre brisé ayant un forme du volée, donc par conséquence la paillasse doit être mince (4cm) légèrement armé.

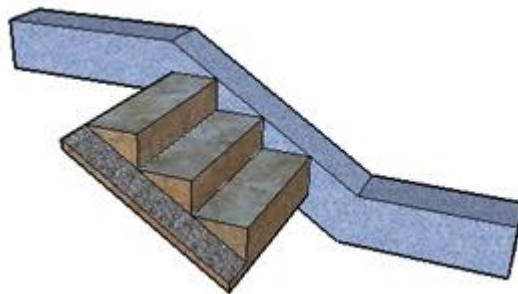
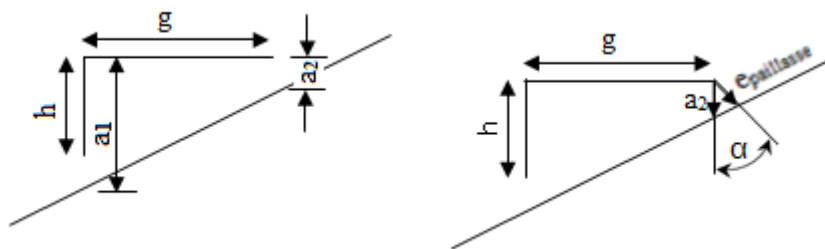


Figure : IV.12.Des marches consoles

IV.3.7.1. Evaluation des charges et surcharges :

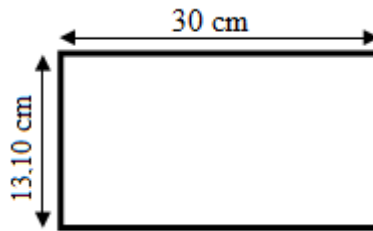
- La section de calcul :



$$h_{eq} = \frac{a_1 + a_2}{2} = \frac{(h + a_2) + a_2}{2} = \frac{h + 2a_2}{2} = \frac{h}{2} + a_2$$

$$h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e_{paillasse}}{\cos \alpha} = \frac{17}{2} + \frac{4}{0,87} = 13,10 \text{ cm}$$

La section de calcul est ($g_{min} \times h_{eq}$)



- Les Charges :

- Charge permanente :

$$G = \gamma_{BA} \times g_{min} \times h_{eq} = 25 \times 0,3 \times 0,131 = 0,98 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q_{marche} = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 0,98) + (1,5 \times 1,5) = 3,57 \text{ KN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 0,98 + 1,5 = 2,48 \text{ KN/m} \end{cases}$$

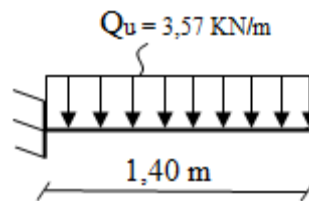


Figure : IV.13.Schéma d'évaluation des charges (marches consoles)

↪ **L'E.L.U :**

- **Efforts tranchants :**

$$T_u = Q_u \times l = 3,57 \times 1,40 = 4,99 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{Q_u \times l^2}{2} = \frac{3,57 \times (1,40)^2}{2} = 3,49 \text{ KN.m}$$

↪ **L'E.L.S :**

- **Efforts tranchants :**

$$T_{ser} = Q_{ser} \times l = 2,48 \times 1,40 = 3,47 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_{ser} = \frac{Q_{ser} \times l^2}{2} = \frac{2,48 \times (1,40)^2}{2} = 2,43 \text{ KN.m}$$

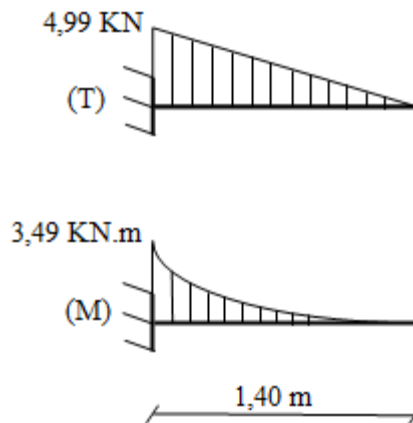


Figure : IV.14. Diagrammes de (M) et (T) des marches consol

IV.3.7.2. Le ferrailage des marches consoles :

↳ L'E.L.U :

$$M_{max} = 3,49 \text{ KN.m}$$

L'élément a ferraille c'est la marche donc La section devienne : $(g \times h_{eq}) \text{ cm}^2$

D'où : $h_{eq} = 13,10 \text{ cm} \Rightarrow d = 0,9h_{eq} = 0,9 \times 13,10 = 11,8 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3,49 \times 10^3}{14,17 \times 11,8^2 \times 30} = 0,058 < \mu_l \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,058 \Rightarrow \beta = 0,970 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{3,49 \times 10^3}{348 \times 11,8 \times 0,970} = 0,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 11,8 \times 2,1}{400} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 0,87 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : $A_{st} = A_{min} = 0,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte : **2T10** $\Rightarrow A_{st} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IV.3.7.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

a) Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 15,15y - 178,77 = 0 \Rightarrow y = 2,98 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 2,98^3}{3} + 15 \times 1,01(11,8 - 2,98)^2 = 1443,19 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{2,43 \times 10^3}{1443,19} \times 2,98 = 5,01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,01 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.7.4. Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$$T_u = 4,99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{4,99 \times 10}{30 \times 11,8} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

IV.3.7.5. Vérification de la flèche :

Pour le cas d'un console, la flèche F est égale à:

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

a) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{30 \times 13,10 \times 6,55 + 15 \times 1,01 \times 11,8}{30 \times 13,10 + 15 \times 1,01} = 6,74 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 6,74 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 = h - Y_1 = 13,10 - 6,74 = 6,36 \text{ cm}$$

b) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b}{3}y_2^3 + \eta A_s(d - y_1)^2 = \frac{30 \times 6,74^3}{3} + \frac{30 \times 6,36^3}{3} + 15 \times 1,01(11,8 - 6,74)^2$$

$$= 6022,30 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{Q \cdot L^4}{8EI} = \frac{2,48 \times 1,40^4 \times 10^7}{8 \times 32164,2 \times 6022,30} = 0,061 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{140}{250} = 0,56 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,061 \text{ cm} < F_{adm} = 0,56 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Donc pas de risque de la flèche.

IV.3.7.6. Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,07 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots\dots (1)$$

IV.3.7.7.Ferrailage des armatures transversales:

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,14 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1,36 \times 400} = -0,034 \text{ cm} \dots\dots (2)$$

Donc on prend le max de (1) ;(2)

$$A_t \geq 0,03S_t$$

Si on prend $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,3 \text{ cm}^2$

Donc soit les armatures transversales en **2Φ6** ($A = 0,57\text{cm}^2$)

IV.3.7.8Ferrailage de la paille :

Puisque la paille est située dans la partie comprimée, donc elle sera ferrillée constructivement par un simple quadrillage en **Φ6**

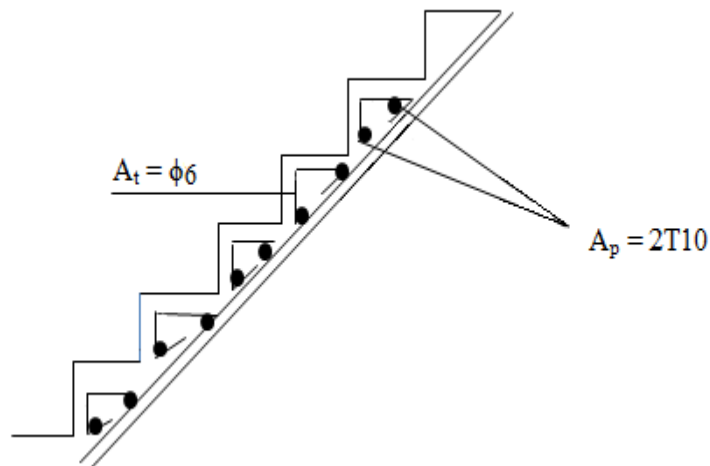


Figure IV.15.Ferrailage de la marche

IV.3.8. Etude de la poutre brisée :

IV.3.8.1. Dimensionnement:

D’après la condition de rigidité (BAEL.91)

On a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$$\Rightarrow 28,00 \leq h \leq 42,00$$

On prend : h = 35 cm ; d = 0,9h = 31,5cm

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \leq b \leq 12,6$$

On prend : b = 30 cm

On prend la section de poutre brisée:(30×35) cm²

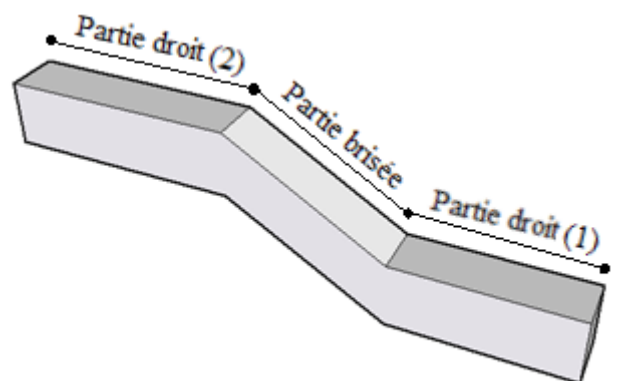


Figure : IV.16. Schéma de poutre brisée

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

Les dimensions de poutre brisée doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

h = 35 cm ≥ 30 cm..... Condition vérifiée

b = 30 cm ≥ 20 cm..... Condition vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4$ Condition vérifiée

IV.3.8.2.Charges est surcharges de poutre brisée :**a) Partie droite (1) :**

- Poids propre de la poutre: $25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,63$ KN/ml
- Poids du mur situé sur la poutre : $2,30 \times 1,53 = 3,51$ KN/ml
- Réaction du chaque volée : (L'ELU) 20,09 KN/ml
(L'ELS) 14,39 KN/ml

- **La charge totale :**

- $Q_u = 1,35 \times (2,63 + 3,51) + 20,09 = 28,37$ KN/ml
- $Q_{ser} = 2,63 + 3,51 + 20,09 = 26,23$ KN/ml

b) Partie droite (2) :

- Poids propre de la poutre: $25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,63$ KN/ml
- Poids du mur situé sur la poutre : $2,30 \times 1,53 = 3,51$ KN/ml
- Réaction du chaque volée : (L'ELU) 20,16 KN/ml
(L'ELS) 14,45 KN/ml

- **La charge totale :**

- $Q_u = 1,35 \times (2,63 + 3,51) + 20,16 = 28,44$ KN/ml
- $Q_{ser} = 2,63 + 3,51 + 20,16 = 26,30$ KN/ml

c) Partie brisée (inclinée) :

- Poids propre de la poutre: $(0,30 \times 0,35 \times 25) / \cos (29,54) = 3,02$ KN/m
- Poids du mur situé sur la poutre : $(2,30 \times 1,53) / \cos (29,54) = 4,04$ KN/m
- Réaction des marches (L'ELU) 4,99 KN/ml
(L'ELS) 3,47 KN/ml

- **La charge totale :**

- $Q_u = 1,35 \times (3,02 + 4,04) + 4,99 = 14,52$ KN/ml
- $Q_{ser} = 3,02 + 4,99 + 4,99 = 13$ KN/ml

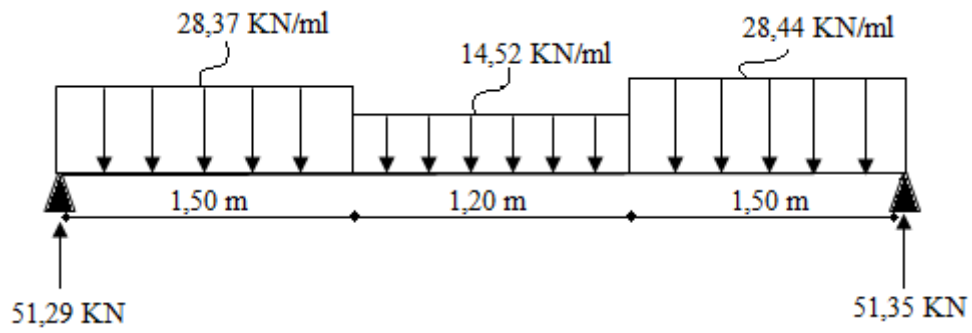


Figure : IV.17. Schéma d'évaluation des charges (poutre brisée)

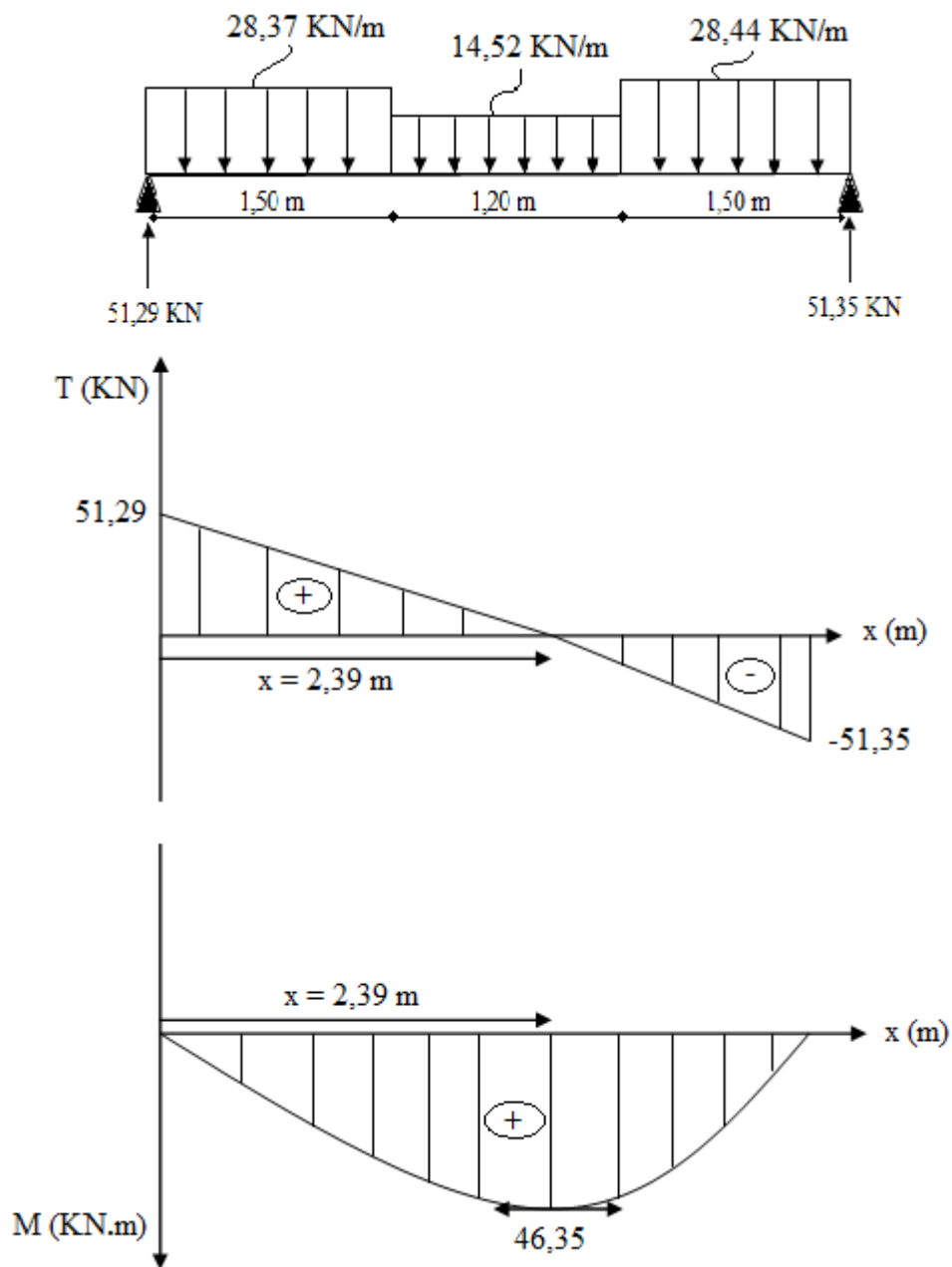


Figure : IV.18. Diagrammes de (M) et de (T)

➤ **Résultats obtenus :**

↳ **E.L.U :**

$$T_{\max} = 51,29 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ult max}} = 46,35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 39,39 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 M_{\max} = 18,54 \text{ KN.m}$$

↳ **E.L.S :**

$$T_{\max} = 49,51 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser max}} = 48,15 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 40,92 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 M_{\max} = 19,26 \text{ KN.m}$$

IV.3.8.3. Ferrailage (E.L.U) :

a) Sur appuis : $M_a = 18,54 \text{ KN.m}$

La section a ferrailé : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ avec : $d=31,5\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{18,54 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 30} = 0,043 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,043 \Rightarrow \beta = 0,9785$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{18,54 \times 10^3}{348 \times 31,5 \times 0,9785} = 1,73 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Condition vérifiée

Donc On adopte : **3T12** $\Rightarrow A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

b) En travée : $M_t = 39,39 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{39,39 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 30} = 0,093 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,093 \Rightarrow \beta = 0,9515$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{39,39 \times 10^3}{348 \times 31,5 \times 0,9515} = 3,77 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Donc On adopte :**3T14**⇒ $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$

IV.3.8.4 Vérifications :

IV.3.8.4.1. Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$T_{\max} = 51,29 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{51,29 \times 10^3}{315 \times 300} = 0,54 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement.

IV.3.8.4.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S:

a) En travée :

$M_{t \text{ ser}} = 40,92 \text{ KN.m} ; A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

a-1)Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 69,3y - 2182,95 = 0 \Rightarrow y = 9,97 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

a-2)Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 9,97^3}{3} + 15 \times 4,62(31,5 - 9,97)^2 = 42033,65 \text{ cm}^4$$

a-3)Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I}y = \frac{48,15 \times 10^3}{42033,65} \times 9,97 = 11,42 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 11,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

b) Sur appuis:

$$M_{a\ ser} = 19.26 \text{ KN.m} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

b-1) Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 35,4y - 1115,1 = 0 \Rightarrow y = 8,77 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b-2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 8,77^3}{3} + 15 \times 3,39 (31,5 - 8,77)^2 = 33017.06 \text{ cm}^4$$

b-3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{48,15 \times 10^3}{33017.06} \times 8,77 = 12.78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.8.4.3. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{420} = 0,083 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{15 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \frac{35}{420} = 0,083 < \frac{40,92}{15 \times 58} = 0,047 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{31,5 \times 30} = 0,004 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

IV.3.8.5. Armatures transversales A_t :

a) Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1\right) = \min\left(\frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 14\right) = \min(10 ; 30 ; 14) \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 28 \text{ cm}$$

- Zone nodale: $S_t \leq \min(15 \text{ cm} ; 10\phi_1) = \min(15 \text{ cm} ; 14 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$
- Zone courante: $S_t \leq 15\phi_1 = 21 \Rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$

IV.3.8.5.1. Vérification de la section d'armatures minimales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max\{0,27; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm..... (1)}$$

IV.3.8.5.2. Section des armatures minimales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \times f_{tj}}{0,9(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

K=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,54 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1,36 \times 400} = -0,0063 \text{ cm..... (2)}$$

Donc on prend le max entre(1) et(2) :

$$\Rightarrow A_t \geq 0,03 S_t$$

On prend : $S_t = 18 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{3T8} = 1,51 \text{ cm}^2$ et $S_t = 18 \text{ cm}$

IV.3.8.5.3. Ancrage des armatures tendues :

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

- La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On prévoit une courbe égale à : $r = 5,5\emptyset = 7,7 \text{ cm}$

$$L_1 = d - \left(c + \frac{\emptyset}{2} + r \right) = 31,5 - (2 + 0,7 + 7,7) = 21,1 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{l_s - 2,19r - L_1}{1,87} = \frac{49,38 - 2,19 \times 7,7 - 21,1}{1,87} = 6,10 \text{ cm}$$

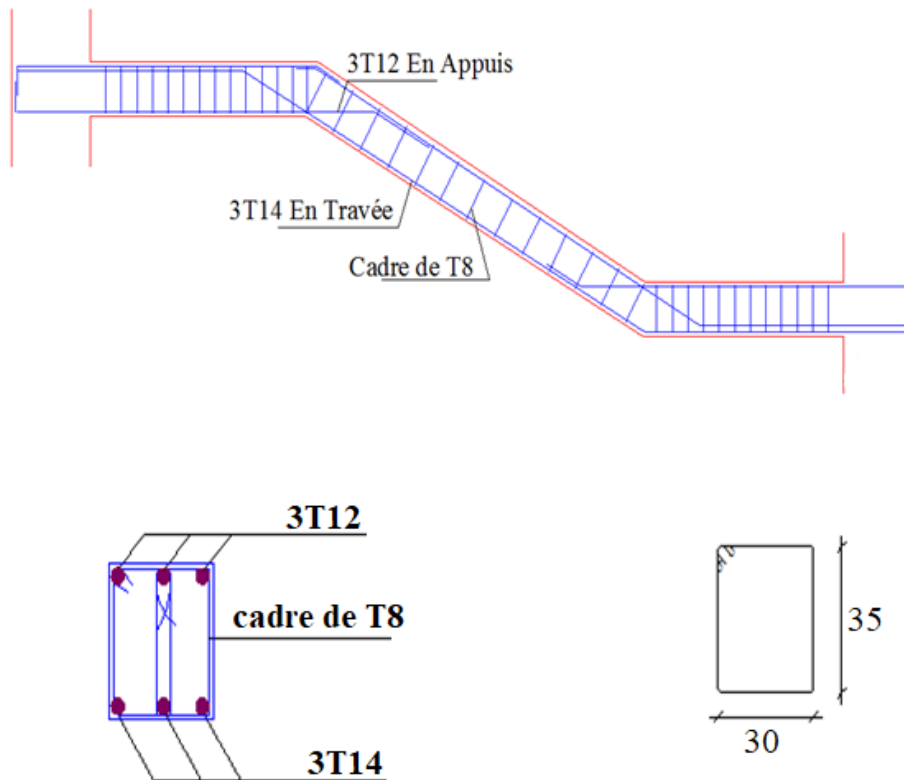


Figure IV.19 : Ferrailage de poutre brisée

IV.4.L'ascenseur:

❖ 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.

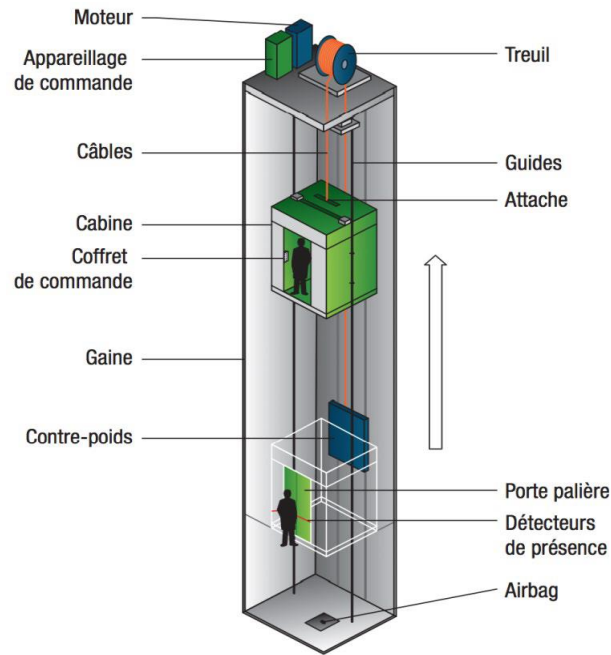


Figure IV.20. Schéma d'un ascenseur

IV.4.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

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

- Une largeur de la cabine : 1,3 m
- Une longueur de la cabine : 1,51 m
- Une hauteur de cabine de : 2,20 m
- Une largeur libre de passage de : 0,8 m
- Une hauteur libre de passage de : 2,00 m
- Une hauteur de course de : 24,48 m
- Une surface latérale $S = [(2 \times 1,51) + 1,3] \times 2,2 = 9,5 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $H = 15 \text{ cm}$

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.
- P_m « poids mort » : Le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : surcharges dans la cabine.
- P_p : 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 total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1179,02 \text{ kg}$

$$- \text{ Le contre poids : } P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1179,02 + \frac{675}{2} = 1516,52 \text{ kg}$$

IV.4.2 Calcul de la charge total q_u :**IV.4.2.1 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 $D = 550 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

$$\underline{\text{On a}} : C_r = C_s \times M \dots \dots (1)$$

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.

$$M = Q + P_m + M_g \dots \dots (2)$$

M_g : Poids du câble.

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

$$\underline{\text{on aura donc}} : C_r = C_s \times M = C_s (Q + P) = 12 (675 + 1179,02) = 22248,24 \text{ kg}$$

Celle-ci est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage

$$\ll 0,85 \gg \Rightarrow C_r = 22248,24 / 0,85 = 26174,4 \text{ kg}$$

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

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

n : nombre des câbles

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

$$n = C_r / (C_r(1 \text{ câble}) \times m) = 26174,4 / 8152 \times 2 = 1.60 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles}$$

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

IV.4.2.2 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 : $L = 24,48 \text{ m}$

n : nombre des câbles : $n = 2$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 24,48 = 25,21 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1179,02 + 25,21 = 1879,23 \text{ kg}$$

IV.4.2.3 Vérifications de Cr :

$$Cr = C_s \times M \Rightarrow C_s = \frac{Cr}{M} \Rightarrow \frac{26174,4}{1879,23} = 13,93 > 12 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

IV.4.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

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

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

La charge permanente totale : $G = 1179,02 + 1516,52 + 1200 + 25,21 = 3920,75 \text{ kg}$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 9085,98 \text{ kg}$$

IV.4.3. 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 : $q_u = 9085,98 \text{ kg}$

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

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

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{9085,98}{4} = 2271,5 \text{ kg}$$

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.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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

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

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

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

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

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 > q_0 = 1512 \text{ kg}$$

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

IV.4.4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

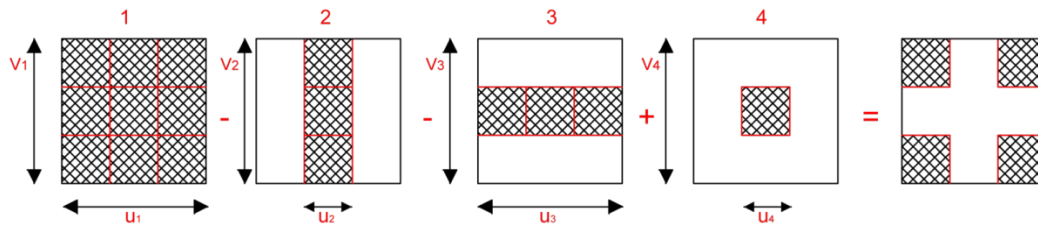


Figure : IV.21.Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

1.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

$$\begin{cases} u = 40 \text{ cm} \\ v = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

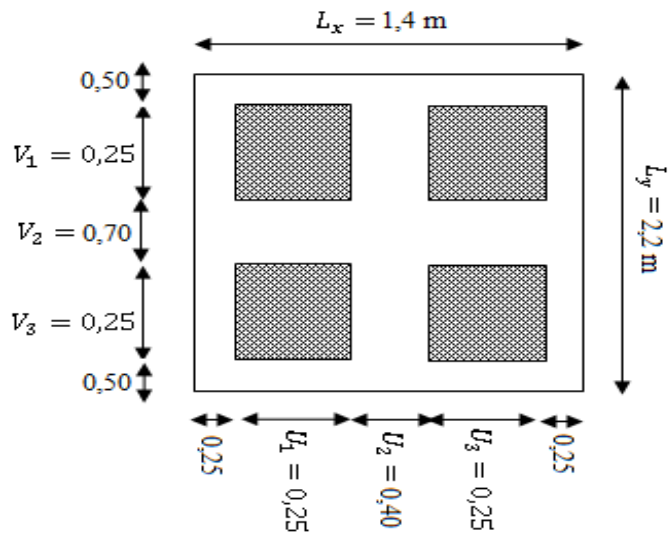


Figure IV.22. Dessin montrant la concentration des charges

2. Les moments suivant les deux directions :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{2,20} = 0,64$$

$$M_x = (M_1 + vM_2)P$$

$$M_y = (M_2 + vM_1)P$$

Avec: v: coefficient de Poisson

À L'E.L.U (v = 0)

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

$$P = P'.S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25 × 25)cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \cdot v} = \frac{1512}{0,25 \times 0,25} = 24192 \text{ kg/m}^2$$

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

Ci-dessus :

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface(m ²)	P = P'.S (kg)	M _x (kg.m)	M _y (kg.m)
1	0,64	0,55	0,103	0,046	1,080	26122,522	2690,62	1201,64
2	0,29	0,55	0,149	0,049	0,480	11610,010	1729,89	568,89
3	0,64	0,32	0,117	0,07	0,630	15238,138	1782,86	1066,67
4	0,29	0,32	0,176	0,082	0,280	6772,506	1191,96	555,35

Tableau IV.4. Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U)

3. Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 369,82 \text{ kg. m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 121,42 \text{ kg. m}$$

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

a) Chargement :

$$L_x = 1,4 \text{ m}$$

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

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

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$

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

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

b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,4}{2,20} = 0,64 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

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

$$\alpha = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 98,398 \text{ kg. m} \\ M_{y2} = 34,164 \text{ kg. m} \end{cases}$$

c) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 369,82 + 98,398 = 468,22 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 121,42 + 34,164 = 155,58 \text{ kg. m}$$

5. Moments retenus:

a-En travée :

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 351,17 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 116,69 \text{ kg. m}$$

b- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5. M_{0x} = 234,11 \text{ kg. m}$$

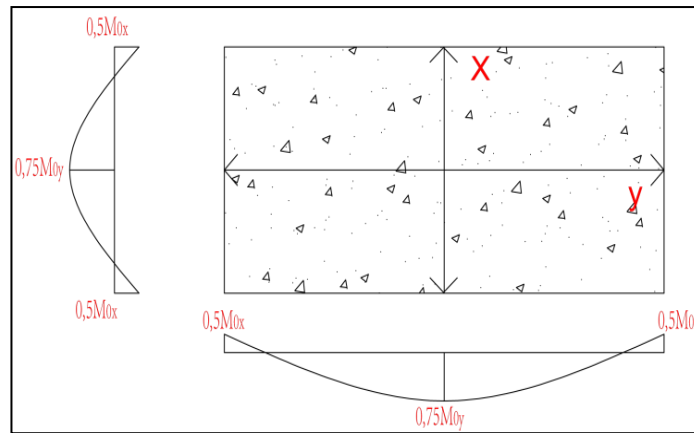


Figure IV.23. Les moments appliqués à la dalle

IV.4.5. Calcul du ferrillage de la dalle:

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

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 100 \text{ cm}$
- Hauteur de la section : $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $\delta_s = 348 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

a) En travée :

Sens l_x :

Le moment ultime : $M_{tx} = 3511,70 \text{ N. m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{3511,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,20} = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \lambda = 0$

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

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

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta. d. \delta_s} = \frac{3511,70}{0,9935 \times 13,5 \times 348} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Ly :

Le moment ultime : $M_{ty} = 1166,9 \text{ N.m}$

Le moment réduit : $\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{1166,90}{100 \times 13,5^2 \times 14,20} = 0,004 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$

$$\mu = 0,004 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,998$$

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

$$A_{s_y} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{1166,90}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Sur appui :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 2341,1 \text{ N.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2341,10}{100 \times 13,5^2 \times 14,20} = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,116 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9955$$

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

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2341,10}{0,9955 \times 13,5 \times 348} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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 ly:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_y} = 0,25/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{t_y} = A_{y_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,50/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{a_y} = A_{y_{\min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Sens lx:

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,64}{2} \right) = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t_x} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,42 \rightarrow A_{t_x} = A_{x_{\min}} = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,42 \rightarrow A_{a_x} = A_{x_{\min}} = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Choix des aciers :

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

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

a) En travée :

Sens lx:

$$\left\{ \begin{array}{l} At_x = 0.75 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(2h_0; 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T12 \text{ p.m} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sens Ly :

$$\left\{ \begin{array}{l} At_y = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ p.m} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b) Sur appuis (chapeaux):

$$\left\{ \begin{array}{l} Aa = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 25 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

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

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

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées

On calcule V_x et V_y :

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

$$V_x = 9085,98 \times \frac{1,4}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,64}{2}} = 4818,32 \text{ N} = 4,81 \text{ KN}$$

$$V_y = 9085,98 \times \frac{2,20}{3} = 6663,05 \text{ N} = 6,66 \text{ KN}$$

$$V_x < V_y$$

On calcule V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{2271,5}{2 \times 25 + 25} = 30,29 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3 \cdot u} = \frac{2271,5}{3 \times 25} = 30,29 \text{ KN}$$

$$(u = v = 25 \text{ cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 30,29 \text{ KN}$$

• **L'effort total V_{tot} :**

- Sens l_x : $V_{tot} = V_x + V_v = 4,81 + 30,29 = 35,1 \text{ KN}$

- Sens l_y : $V_{tot} = V_y + V_u = 6,66 + 30,29 = 36,95 \text{ KN}$

Donc: $V_{tot} = \max(V_{tot x}; V_{tot y}) = 36,95 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \cdot d} = \frac{36,95 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,273 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25; 5 \text{ MPa}) = 1,62$$

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

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.4.6. Les vérifications à L'E.L.S :

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

Charge localisée :

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

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

$$P'_{ser} = q_{ser} \cdot S' = \frac{P_{a ser}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \cdot v}; P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3920,75 + 675) \frac{1}{4} = 1148,93 \text{ kg}$$

Donc: $q_{ser} = \frac{1148,93}{0,25^2} = 18382,88 \text{ kg/m}^2$

$$P'_{ser} = 18382,88 \times S'$$

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

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface (m ²)	P = P'.S (kg)	M _x (kg.m)	M _y (kg.m)
1	0,64	0,55	0,103	0,046	1,080	19026,058	1959,684	875,199
2	0,29	0,55	0,149	0,049	0,480	8456,026	1259,948	414,345
3	0,64	0,32	0,117	0,07	0,630	11098,534	1298,528	776,897
4	0,29	0,32	0,176	0,082	0,280	4932,682	868,152	404,480

Tableau IV.5. Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.S)

2. Moment dû aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 269,36 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 88,44 \text{ kg.m}$$

3. Moment dû aux charges réparties (Poids propre) :

➤ **Chargement :**

$$L_x = 1,40 \text{ m} ; L_y = 2,20 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
- $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

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

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

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,64 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0xr} = 71,222 \text{ kg.m} \\ M_{0yr} = 24,728 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Donc :

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0765 \times 475 \times 1,4^2 = 71,222 \text{ kg/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} = 0,3472 \times 71,222 = 24,728 \text{ kg/m}$$

5. Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 269,36 + 71,222 = 340,58 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 88,44 + 24,728 = 113,16 \text{ kg.m}$$

a) Les moments retenus:

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 340,58 = 255,44 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 113,16 = 84,87 \text{ kg.m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 170,29 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

IV.4.7 Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 2554,4 \text{ N} \cdot \text{m} ; A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a) **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

b) **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2) = 8199,02 \text{ cm}^4$$

c) **La contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = (M_{ser}/I)y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2554,4}{8199,02} \times 3,65 = 1,14 \text{ MPa}$$

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

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1,14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, conviennent.

- **Sur appuis :**

$$M_{app} = 1702,9 \text{ N} \cdot \text{m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

a) **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

b) **Moment d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

c) **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = (M_{ser}/I)y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1702,9}{6087,13} \times 3,13 = 0,90 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

Suivant L_y :

- En travée :

$$M_{tx} = 848,7 \text{ N.m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a) Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

b) Calcul du moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

c) La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = (M_{ser} / I) y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{848,7}{6087,13} \times 3,13 = 0,44 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

IV.4.8 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

$$\text{On a : } f_e 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm}$$

b) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max(L_s ; 0,2L_x) = \max(40 \text{ cm} ; 28 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{220}{10} = 22 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- **Suivant L_x :** $A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : 4T12/ml avec : $S_t = 25 \text{ cm}$
 $A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : 4T10/ml avec : $S_t = 25 \text{ cm}$
- **Suivant L_y :** $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : 4T10/ml avec : $S_t = 25 \text{ cm}$
 $A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : 4T10/ml avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.4.9 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 4T10/ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

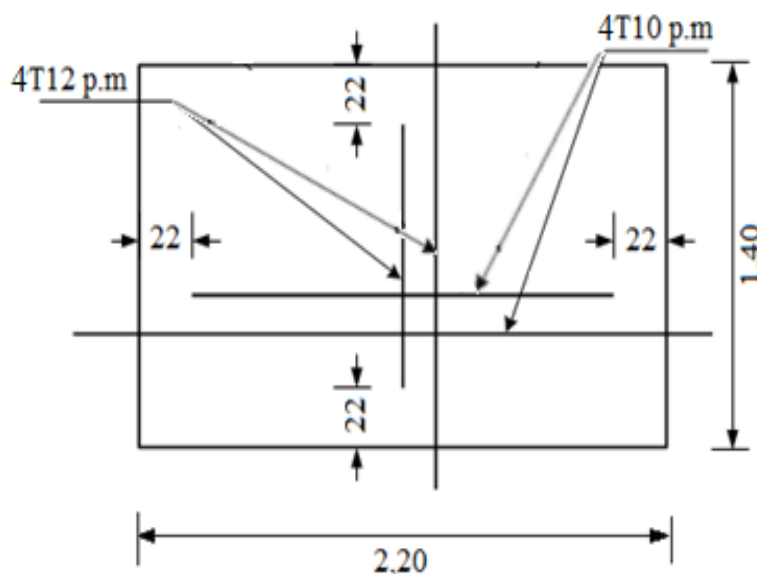


Figure IV.24 : Armatures inférieures (en travée)

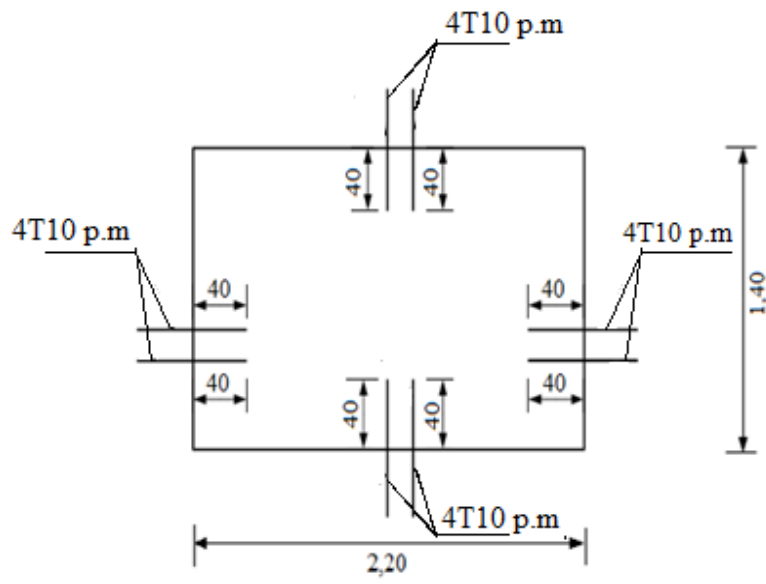


Figure IV.25 : Armatures supérieures (sur appuis)

Chapitre V :
L'étude sismique du
bâtiment

V.1. Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.2. Présentation du logiciel ROBOT :

ROBOT est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, l'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

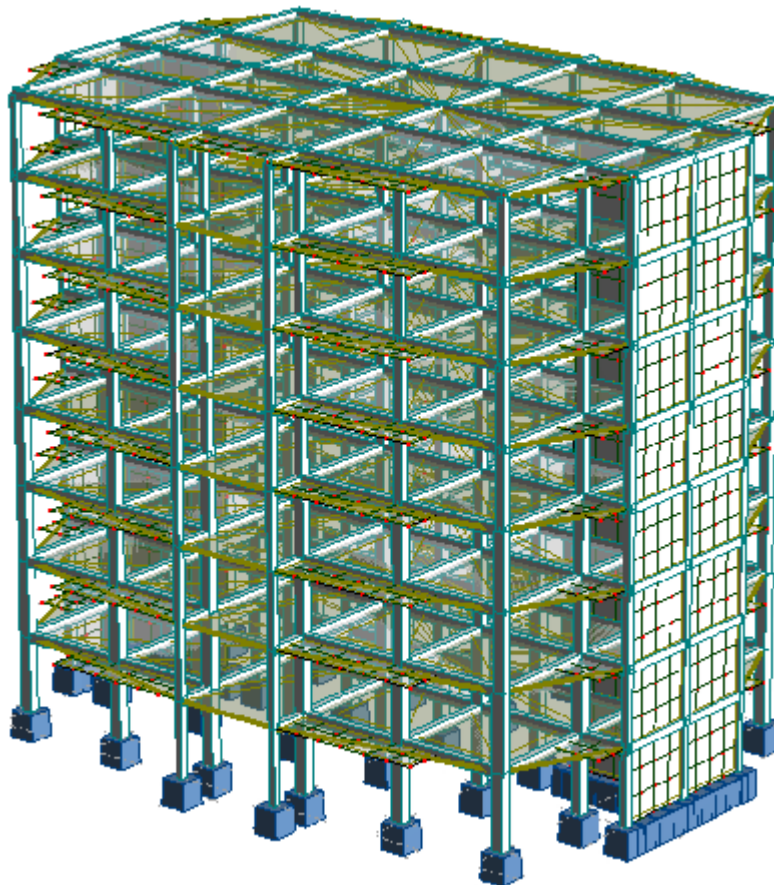


Figure V.1 : Modélisation de la structure à l'aide de logiciel ROBOT

V.3. Méthode de calcul :

Le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, on distingue principalement deux méthodes d'analyse :

- Méthode d'analyse statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale

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, La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

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

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.4.2. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{\delta_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

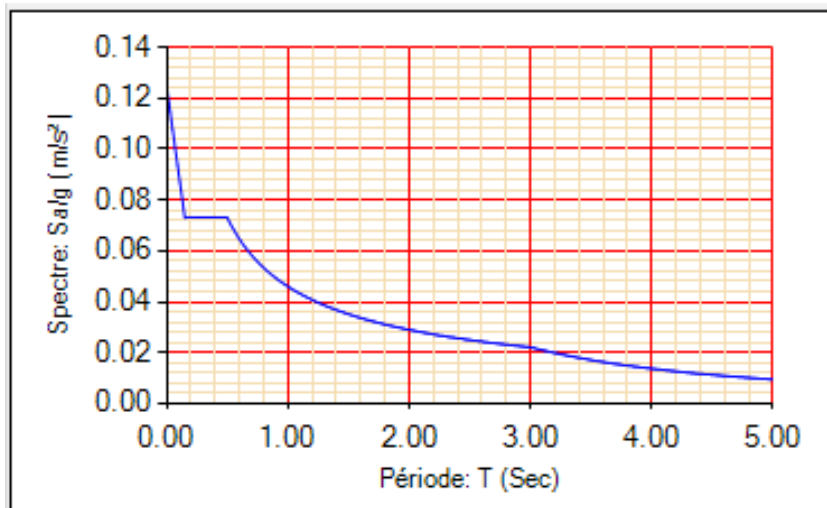


Figure V.2 : Diagramme de spectre de réponse

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 $T_k \leq 0,20$ sec

N : nombre de niveau au-dessus du sol et T_k : la période du mode K

V.5 Calcul sismique :**V.5.1 Définition des masses :**

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau d'où :

$$I_m = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_m : Inertie massique (t.m²)

M : Masse sismique qui est égale au rapport : W/g

W : Poids de chaque niveau i

S : Surface du plancher

I_{xg} : Inertie du plancher suivant l'axe X

I_{yg} : Inertie du plancher suivant l'axe Y

x_g et y_g : Coordonnées du centre de gravité

X_G et Y_G : Coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max :

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

V.5.2 Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

Le logiciel ROBOT peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

- Sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 97.48\% > 90\% \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$\sum \alpha_y = 96.12\% > 90\% \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.6. Calcul de l'effort sismique à la base :**V.6.1. Principe de la méthode statique équivalente:**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire des secousses sismiques majeures.

V.6.2 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont révisées comme suite :

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	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 « A »

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

- Zone sismique I
 - Groupe d'usage 2
- } ⇒ A = 0.10

Q : Facteur de qualité

Pour avoir la valeur de **P_q** tout dépend des six critères de **Q**

Critères de Q	P _q	
	observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files 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 qualité de matériaux	0	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V.2 : valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1.25$$

$$(Q_x = 1.25 ; Q_y = 1.25)$$

R : Coefficient de comportement de la structure

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3) dans le RPA99/V2003 : Mixte portiques/voiles avec interaction $\Rightarrow R = 5$

• **Vérification Article 3.4 RPA 99 V 2003 (justification du R) :**

Dans le cas où le système de contreventement est constitué de voiles et de portiques, les voiles reprennent 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
25/ 3 (C)	8,02	0,02	771,91	-0,09	3,80	-0,00
35/ 3 (C)	-8,02	0,02	771,91	-0,09	-3,80	0,00
61/ 3 (C)	-2,19	49,78	369,93	17,94	-1,94	-0,07
63/ 3 (C)	-53,70	0,54	712,81	-0,14	25,91	-0,00
65/ 3 (C)	-2,20	-47,89	357,05	-17,44	-1,94	0,07
67/ 3 (C)	2,19	49,78	369,93	17,94	1,94	0,07
69/ 3 (C)	53,70	0,54	712,81	-0,14	-25,91	0,00
71/ 3 (C)	2,20	-47,89	357,05	-17,44	1,94	-0,07
1099/ 3 (C)	0,60	25,62	332,38	-1,48	0,79	0,01
1100/ 3 (C)	0,34	14,04	330,91	-0,89	0,57	0,00
1101/ 3 (C)	1,12	6,36	332,18	-0,38	0,79	-0,03
1121/ 3 (C)	1,13	-5,47	329,55	0,19	0,79	0,03
1122/ 3 (C)	0,34	-13,04	325,57	0,69	0,57	-0,00
1123/ 3 (C)	0,60	-24,49	323,94	1,22	0,79	-0,01
1419/ 3 (C)	-0,60	25,62	332,38	-1,48	-0,79	-0,01
1420/ 3 (C)	-0,34	14,04	330,91	-0,89	-0,57	-0,00
1421/ 3 (C)	-1,12	6,36	332,18	-0,38	-0,79	0,03
1441/ 3 (C)	-1,13	-5,47	329,55	0,19	-0,79	-0,03
1442/ 3 (C)	-0,34	-13,04	325,57	0,69	-0,57	0,00
1443/ 3 (C)	-0,60	-24,49	323,94	1,22	-0,79	0,01
1928/ 3 (C)	48,89	-0,00	220,36	-0,01	-27,88	0,00
1931/ 3 (C)	13,16	0,00	379,48	-0,01	0,79	-0,00
1932/ 3 (C)	27,89	0,00	381,69	-0,01	2,32	-0,00
1960/ 3 (C)	-48,89	-0,00	220,36	-0,01	27,88	-0,00
1963/ 3 (C)	-13,16	0,00	379,48	-0,01	-0,79	0,00
1964/ 3 (C)	-27,89	0,00	381,69	-0,01	-2,32	0,00
2191/ 3 (C)	-26,37	0,01	388,90	-0,02	-0,36	0,00
2215/ 3 (C)	26,37	0,01	388,90	-0,02	0,36	-0,00
Cas 3 (C)	ELU					
Somme totale	-0,00	10,95	11113,33	-0,86	-0,00	0,00
Somme réactions	-0,00	-0,00	48305,02	475596,28	-654533,08	-0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-48305,02	-475596,28	654533,08	0,0
Vérification	-0,00	-0,00	-0,00	0,00	-0,00	-0,00
Précision	7,09487e-06	3,80681e-17				

Les sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles est de **11113.33 KN**, ce qui représente à **23%** > 20% de celles de la structure entière est de **48305.02 KN**. Donc le choix du **R=5** n'est pas justifié

\Rightarrow **R= 3.5** : système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

- Après plusieurs études de variantes comportant différentes disposition des voiles on a choisi la variante suivante :

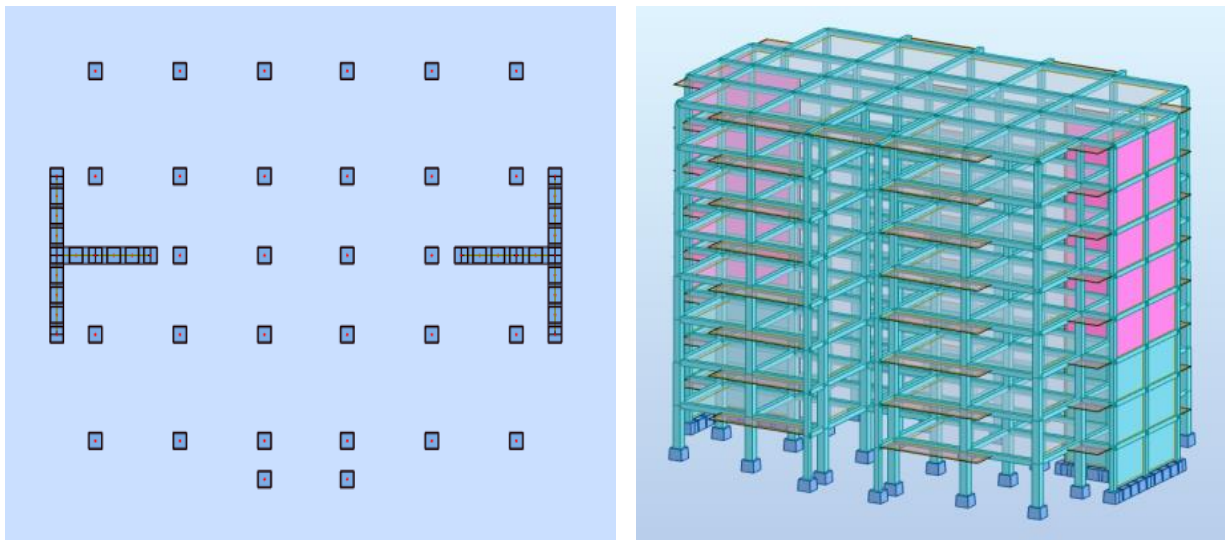


Figure V.3.La variante proposée

Mode 01 :

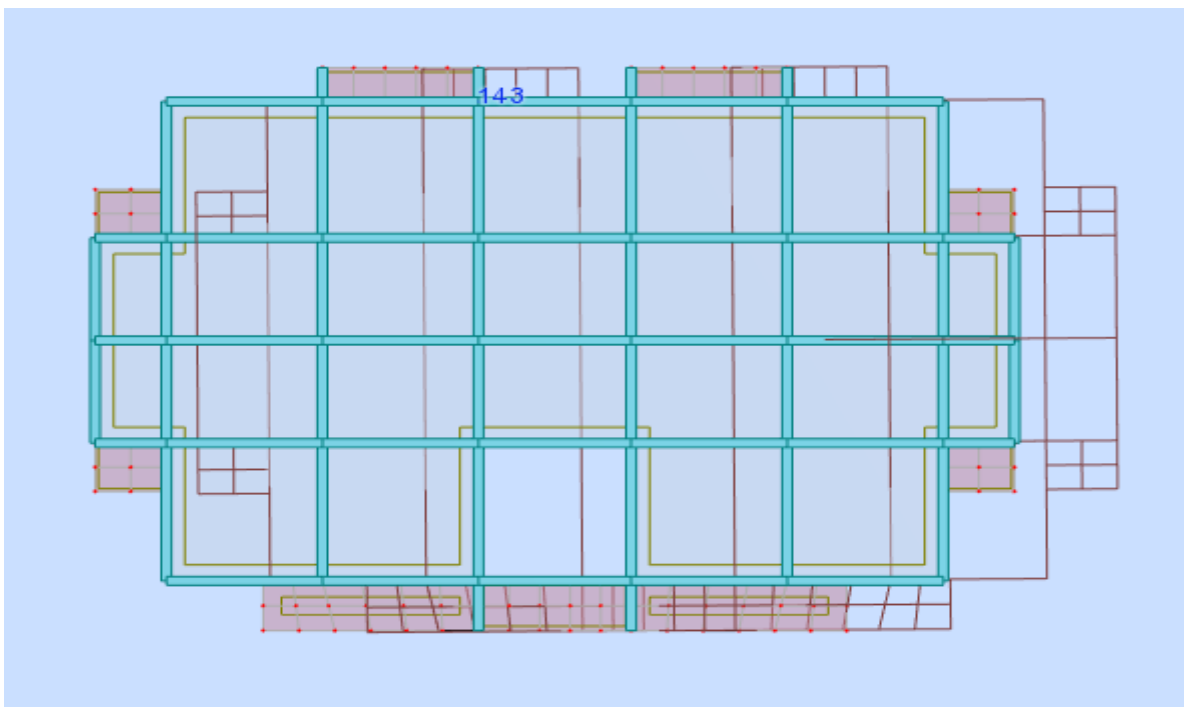


Figure V.4 : Analyse de la structure Mode 1 (Translation) T = 0.54 sec

Mode 02 :

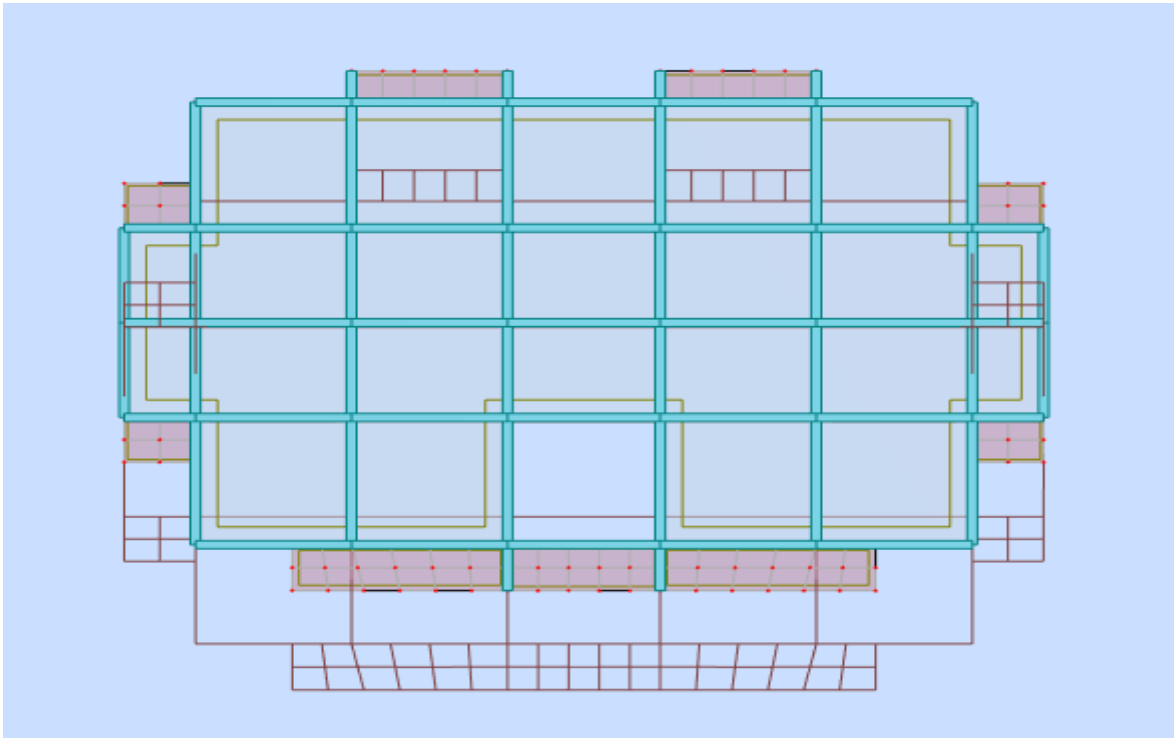


Figure V.5 : Analyse de la structure Mode 2 (Translation) T = 0.53 sec

• **Le poids de la structure :**

Le poids total de la structure est donné par le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**

$$W_{total} = 31581.65 \text{ KN}$$

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 »

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T₁ et T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau V.3 : Valeurs de T₁ et T₂

➤ Sol meuble ⇒ site : S₃

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$$

Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau 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

ξ = **10%** (Voiles en béton armé)

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_t h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (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.

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0,05 \times 27,39^{3/4} = 0.59 \text{ sec}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.59}\right)^{2/3} = 1.70$$

• **b) Calcul de l'effort :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.1 \times 1.70 \times 1.25}{3.5} \times 31581.65 = 1917.45 \text{ KN}$$

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 :

$$T_{statique} = 0.42 \text{ sec} ; T_{dynamique} = 0.54 \text{ sec}$$

$$T_{dynamique} < 1.30 \times T_{statique} \Rightarrow 0.54 < 0.55 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Sens longitudinale :

$$V_{dx} = 2162.96 \text{ KN} > 80\%V_{st} = 1533.96 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Sens transversal :

$$V_{dy} = 2145.63 \text{ KN} > 80\%V_{st} = 1533.96 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.7. 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 = 3.5
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

$$H_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow 1\%h_e = 3.06 \text{ cm}$$

Niveau	Hauteur [cm]	Sens X-X	Sens Y-Y	1%he [cm]	Observation
		kΔ [cm]	kΔ [cm]		
RDC	306	0.2	0.1	3.06	vérifiée
1 ^{er} étage	306	0.3	0.3	3.06	vérifiée
2 ^{ème} étage	306	0.4	0.4	3.06	vérifiée
3 ^{ème} étage	306	0.5	0.5	3.06	Vérifiée
4 ^{ème} étage	306	0.5	0.5	3.06	Vérifiée
5 ^{ème} étage	306	0.5	0.6	3.06	Vérifiée
6 ^{ème} étage	306	0.6	0.6	3.06	Vérifiée
7 ^{ème} étage	306	0.5	0.6	3.06	Vérifiée

Tableau V.5 : Les déplacements relatifs inter étages

• **Justification Vis A Vis de L'effet P-Δ :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « K »

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculée au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$
- Si $\theta_k > 0,20$ la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	P [KN]	P _K [KN]	Δ_{kx} [cm]	Δ_{ky} [cm]	V _X [KN]	V _Y [KN]	h _e [cm]	θ_x	θ_y
7 ^{ème} étage	4111.30	4111.30	0.50	0.60	607.99	615.56	306	0.011	0.013
6 ^{ème} étage	3743.58	7854.88	0.60	0.60	1033.54	1038.04	306	0.014	0.014
5 ^{ème} étage	3818.21	11673.09	0.50	0.60	1362.40	1359.63	306	0.014	0.016
4 ^{ème} étage	3818.21	15491.30	0.50	0.50	1625.05	1614.70	306	0.015	0.015
3 ^{ème} étage	3904.32	19395.62	0.50	0.50	1832.18	1818.09	306	0.017	0.017
2 ^{ème} étage	3996.93	23392.55	0.40	0.40	1992.85	1975.75	306	0.015	0.015
1 ^{er} étage	4094.53	27287.08	0.30	0.30	2105.00	2088.56	306	0.012	0.012
RDC	4094.53	31581.61	0.20	0.10	2162.96	2145.63	306	0.009	0.004

Tableau V.6 : Vérification de L'effet P- Δ

D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs des θ_x et θ_y sont inférieure à 0.1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- Δ (Stable)

*Chapitre VI:
Ferrailage des
portiques*

VI.1. Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ROBOT a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.1.1. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

$$\begin{array}{l}
 - \text{ Poutres : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{\text{ème}} \text{ genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right. \\
 - \text{ Poteaux : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{\text{ème}} \text{ genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Avec :

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

E : Effort sismique

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.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité ($\gamma_s ; \gamma_b$)

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

VI.2.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°

Dans ce cas, le ferraillage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable)

Les poutres en travées seront ferraillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

VI.2.3. Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

VI.2.3.1. Ferraillage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel ROBOT

a) Ferraillage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 72.73 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 75.89 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0.95 < 1.15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la section : $h = 40 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{75.89 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18.5} = 0,105 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,944$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{75.89 \times 10^3}{0,944 \times 36 \times 400} = 5.58 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14 + 3T12** ce qui nous donne **A = 8.01 cm²**

b) Ferraillage en travée :

On a : $\begin{cases} M_{sp1} = 44.9 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 51.09 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,87 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{51.09 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18.5} = 0,071 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,963$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{51.09 \times 10^3}{0,963 \times 36 \times 400} = 3,68 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14 + 2T12** ce qui nous donne **A = 6.88 cm²**

VI.2.3.2. Vérification du ferraillage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min}$ Condition vérifiée

$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{97.02 \times 10}{30 \times 36} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 11.42 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 32.4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le RPA 99/2003:

-Zone nodale : $S_t \leq \min \{ h/4 ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_1 \} = \min \{ 10 ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

-Zone courante : $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0.445 ; 0.4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \dots \text{ (1)}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,89 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0.042 \text{ cm} \dots \text{ (2)}$$

On prend le max (1) et (2) : $\begin{cases} A_t \geq 0,05S_t \\ \text{On prend: } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0.75 \text{ cm}^2 \end{cases}$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 97.02 \text{ KN} ; M_{ap} = 75.89 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{75.89}{0,9 \times 36 \times 10^{-2}} = 234.22 \text{ KN} > 97.02 \text{ KN}$$

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

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est longueur d'appui de la bielle}$$

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

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

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 97.02 \times 1.5}{0.8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0.048 \text{ m} = 4.8 \text{ cm}$$

$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$

$a = \min(a' ; 0.9d) = \min(26 \text{ cm} ; 32.4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 4.8 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

h) Entraînement des armatures :

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T : L'effort tranchant maximum ; T = 97.02 KN

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1.4 = 4.40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{97.02 \times 10^3}{32.4 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 2.26 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{ser} = 1,29 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

- Ancrage des armatures tendues :

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

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

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2.83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

- Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° : $L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; L_1 \geq L_s - 2.19r - L_2/1.87$

$$\Phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 23.8 \text{ cm} \\ L_1 = 15.22 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 22.6 \text{ cm} \\ L_1 = 19.8 \text{ cm} \end{cases}$$

- La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 52.67 \text{ KN.m} ; A = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 84.75y - 3051 = 0 \Rightarrow y = 10.79 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 10.79^3}{3} + 15 \times 4.62 \times (36 - 10.79)^2 = 56605.36 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{52.67 \times 10^3}{56605.36} \times 10.79 = 10.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats obtenus sont notés dans les tableaux suivants :

a) Sens longitudinal : « poutre principale (30× 40) cm² »

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptées (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
RDC → 7 ^{ème} étage	Appui	72.73	75.89	5.58	6	3T14 + 3T12 = 8.01 cm ²
	Travée	44.90	51.09	3.68	6	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²
Terrasse	Appui	76.33	62.67	4.56	6	3T14 + 3T14 = 9.24 cm ²
	Travée	48.35	39.51	2.82	6	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²

Tableau VI.1 : Ferrailage et coffrage poutre principale (30 × 40) cm²

b) sens transversal : « poutre secondaire (30×35) cm² »

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptées (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
RDC → 7 ^{ème} étage	Appui	32.62	40.44	3.33	5.25	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²
	Travée	21.80	30.86	2.52	5.25	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²
Terrasse	Appui	32.58	39.52	3.25	5.25	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²
	Travée	19.95	26.62	2.16	5.25	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²

Tableau VI.2 : Ferrailage et coffrage poutre secondaire (30×35) cm²

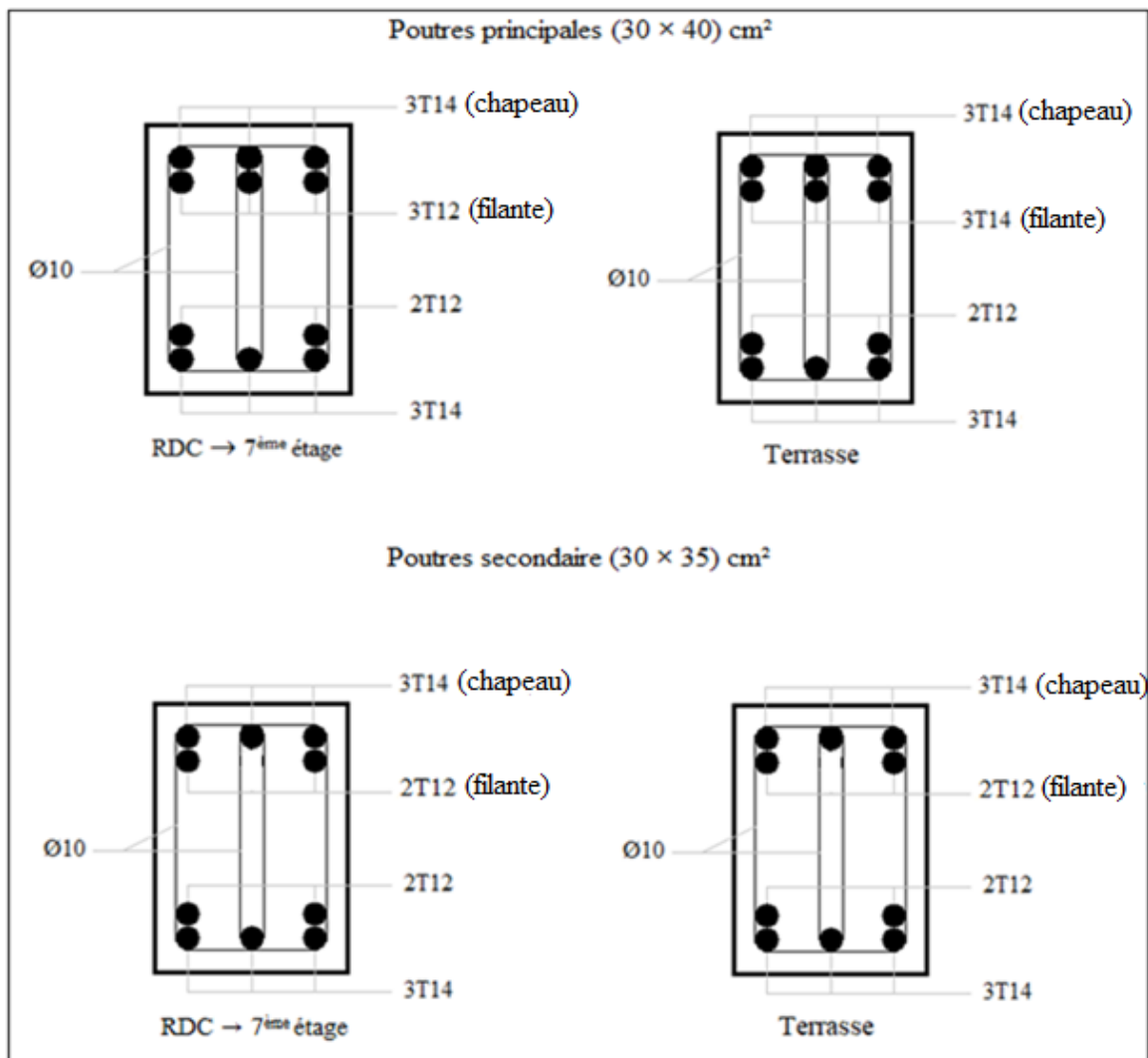


Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires

VI.3. Ferraillage des poteaux :

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité $\gamma_s ; \gamma_b$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

b) Ferraillage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I)
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante
0,6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- 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'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,7\% \times S$	$A_{\max 1} = 4\% \times S$	$A_{\max 2} = 6\% \times S$
Type 1 (45×45 cm ²)	14.17 cm ²	81 cm ²	121.5 cm ²
Type 2 (40 × 40 cm ²)	11.2 cm ²	64 cm ²	96 cm ²
Type 3 (35×35 cm ²)	8.57 cm ²	49 cm ²	73.5 cm ²
Type 4 (30 ×30 cm ²)	6.3 cm ²	36cm ²	54 cm ²

Tableau VI.3 : Armatures minimales pour les poteaux

VI.3.1. Exemple de calcul :

VI.3.1.1. Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de KN.m :

Etages		Type 1 (45×45) cm ²	Type 2 (40 × 40) cm ²	Type 3 (35 × 35) cm ²	Type 4 (30 × 30) cm ²
Combinaison					
A	N _{max} (KN)	1790.8	1321.14	875.08	441.45
	M _{cor} (KN.m)	4.13	4.76	4.38	4.06
B	N _{min} (KN)	310.15	419.92	100.97	71.69
	M _{cor} (KN.m)	2.59	26.37	3.06	31.12
C	N _{max} (KN)	793.1	519.59	307.33	82.18
	M _{cor} (KN.m)	42.69	48.27	48.13	40.47

Tableau VI.4 : Sollicitations du premier genre

VI.3.1.2. Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2.5$ cm
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,7\% \times b \times h_t \\ A_{\text{adoptée}} = \max \{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{\min}\} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Niveaux	cas	1 ^{ier} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _{Acc} (KN)	M _{Acc} (K N.m)	A _{cal} (cm ²)		
Type 1 (45 × 45) cm ²	A	1790.8	4.13	0	1340.14	18.66	0	14.18	4T16 +4T14 = 14.20
	B	310.15	2.59	0	70.34	74.21	3.79		
	C	793.1	42.69	0	70.34	74.21	3.79		
Type 2 (40 × 40) cm ²	A	1321.14	4.76	0	990.92	20.16	0	11.2	8T14 = 12.32
	B	419.92	26.37	0	59.38	68.54	4.17		
	C	519.59	48.27	0	60.39	93.59	6.10		
Type 3 (35 × 35) cm ²	A	875.08	4.38	0	655.35	22.79	0	8.58	8T12 = 9.05
	B	100.97	3.06	0	51.4	9.18	0		
	C	307.33	48.13	0	71.98	83.61	6.28		
Type 4 (30 × 30) cm ²	A	441.45	4.06	0	329.07	16.29	0	6.3	6T12= 6.79
	B	71.69	31.12	2.47	45.58	32.48	2.56		
	C	82.18	40.47	3.51	52.19	59.65	5.39		

Tableau VI.5 : Ferraillage des poteaux

VI.3.1.3. Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (45 × 45) cm²

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{27.59}{45 \times 45} = 0,013 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,013 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement

VI.3.1.4. Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est : $\Phi 8$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur 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

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on a :

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

{Zone courante : $S_t \leq 15\Phi_1 = 24 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

c) Calcul de l'élançement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 27,59}{45 \times 235} = 0,14 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_t / T \times b \text{ En \% est donné comme suit : } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow 0,25 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,25\% \times 10 \times 45 = 1,125 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,25\% \times 15 \times 45 = 1,68 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,76 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

f) 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 :

$$\begin{cases} h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \\ L' = 2h = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

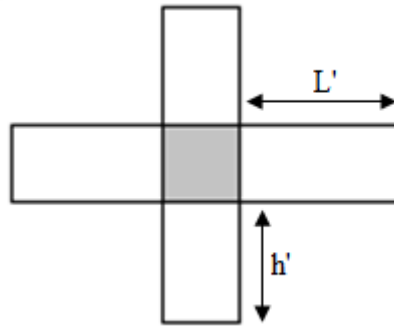


Figure VI.2 : La zone nodale

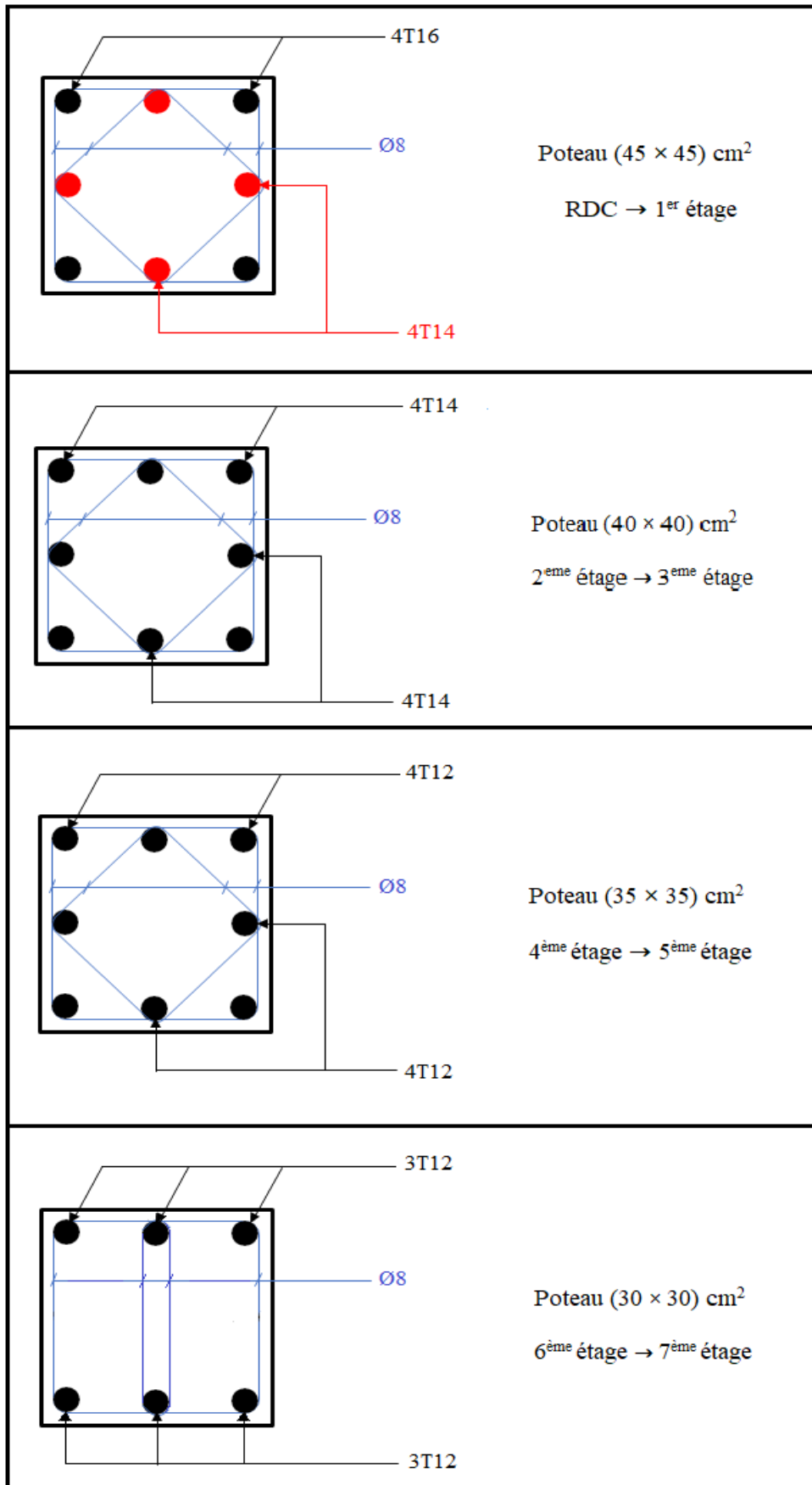


Figure VI.3 : Ferrailage des sections des poteaux

Chapitre VII :
Calcul des voiles

VII.1. Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale 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, quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...)

VII.2. Le système de contreventement :

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 (voile - portique) ce système de contreventement est conseillé en zone sismique, 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 :

2.1. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches)

2.2. Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.3. 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 :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0.8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99 (version 2003)

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

3.1. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{08.5.f_{c28}}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

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)

$$A_{\min} = 0.15 \times a \times L$$

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 :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le RPA.99 (version 2003)

-Si: $A_v < A_{\min} = 0.15 \% a \times L$, 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.

3.2. Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA.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.

3.3. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante 0.10%

3.4. 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.

VII.4. Ferrailage des voiles de 20 cm d'épaisseur :

VII.4.1. Voile de rive :

$A = 1.01\text{m}^2$

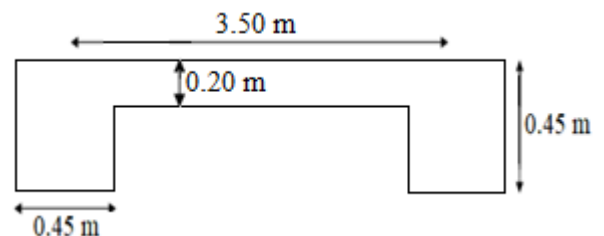
$I = \frac{aL^3}{12} = \frac{0.20 \times 3.05^3}{12} = 0.47 \text{ m}^4$

$V = 1.52\text{m}$

$N = 3340.19 \text{ KN}$

$M = 1272.73 \text{ KN.m}$

$T = 752.68 \text{ KN}$



a. Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.I}{V} = \frac{3340.19}{1.01} + \frac{1272.73 \times 0.47}{1.52} = 3700.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.I}{V} = \frac{3340.19}{1.01} - \frac{1272.73 \times 0.47}{1.52} = 2913.57 \text{ KN/m}^2$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA.99 (version 2003)

b. Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA.99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Le diamètre: $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10) \cdot 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

- L'espacement:

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots (1)$$

- Selon le RPA.99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots (2)$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}}; St_{\text{RPA 99}}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **20 cm**

Le choix de la section des armatures verticales est : **5T12 = 5.65 cm²/ml**

c. Calcul des armatures horizontales :

On adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 5T12 = 5.65 cm²/ml avec un espacement de **20 cm**

d. Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL.91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4Ø8 par m²**

e. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

- BAEL. 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{752.68 \times 10^{-2}}{20 \times (0.9 \times 3.05)} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- RPA. 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1.4 \times 752.68 \times 10^{-2}}{20 \times (0.9 \times 3.05)} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

VII.4.2. Voile intermédiaire :

$$A = 0.73 \text{ m}^2$$

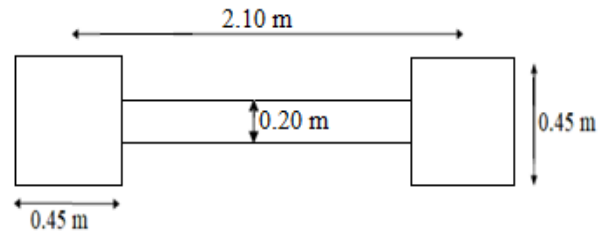
$$I = \frac{aL^3}{12} = \frac{0.20 \times 1.65^3}{12} = 0.07 \text{ m}^4$$

$$V = 0.82 \text{ m}$$

$$N = 3340.19 \text{ KN}$$

$$M = 1272.73 \text{ KN.m}$$

$$T = 752.68 \text{ KN}$$



a. Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.I}{V} = \frac{3340.19}{0.73} + \frac{1272.73 \times 0.07}{0.82} = 4684.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.I}{V} = \frac{3340.19}{0.73} - \frac{1272.73 \times 0.07}{0.82} = 4466.95 \text{ KN/m}^2$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

b. Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA.99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0.15\% . a . L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Le diamètre: $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10).200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

- L'espacement:

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots (1)$$

- Selon le RPA.99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots (2)$$

$$\text{Donc: } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}}; St_{\text{RPA.99}}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **20 cm**

Le choix de la section des armatures verticales est : **5T12 = 5.65 cm²/ml**

c. Calcul des armatures horizontales :

On adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

d. Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL.91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4Ø8 par m²**

e. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_u :

- BAEL. 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{752.68 \times 10^{-2}}{20 \times (0.9 \times 1.65)} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- RPA. 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 752.68 \times 10^{-2}}{20 \times (0.9 \times 1.65)} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

VII.4.3. Disposition des armatures :

VII.4.3.1. 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, et ne 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: $St = 30 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$

Voile de rive : $L = 305 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 30.5 \text{ cm}$

Voile intermédiaire : $L = 165\text{cm} \rightarrow L/10 = 16.5 \text{ cm}$

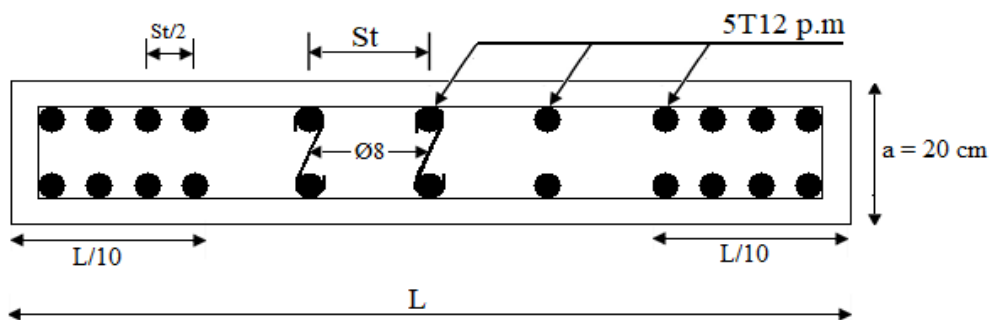


Figure VII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles (e = 20 cm)

VII.4.3.2. 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 $St \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.4.3.3. Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

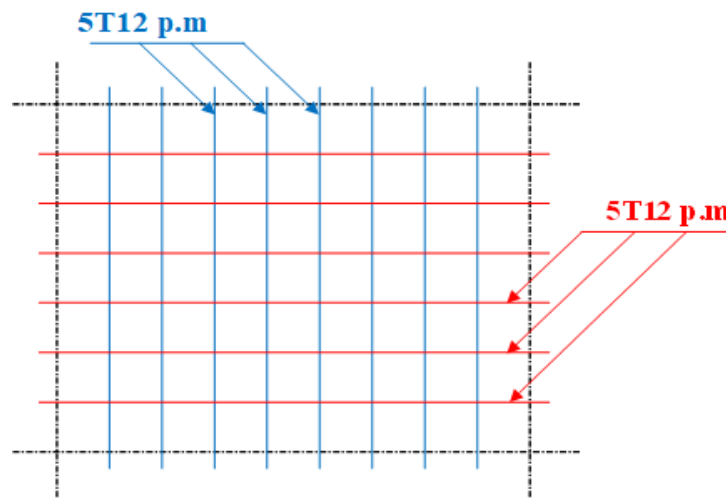


Figure VII.2 : Disposition du ferrillage dans les voiles (e = 20 cm)

VII.5. Ferrillage des voiles de 15 cm d'épaisseur :

VII.5.1. Voile de rive :

$A = 0.86\text{m}^2$

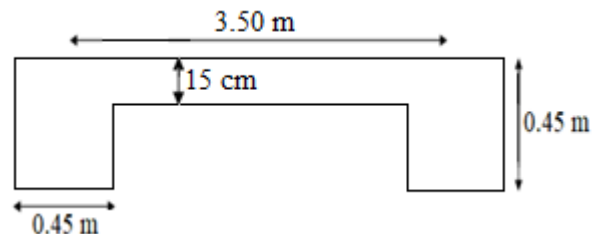
$I = \frac{aL^3}{12} = \frac{0.15 \times 3.05^3}{12} = 0.35 \text{ m}^4$

$V = 1.52\text{m}$

$N = 1473.7 \text{ KN}$

$M = 493.64 \text{ KN.m}$

$T = 675.7 \text{ KN}$



a. Détermination des contraintes :

$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.I}{V} = \frac{1473.7}{0.86} + \frac{493.64 \times 0.35}{1.52} = 1827.27 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.I}{V} = \frac{1473.7}{0.86} - \frac{493.64 \times 0.35}{1.52} = 1599.93 \text{ KN/m}^2$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA.99 (version 2003)

b. Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA.99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Le diamètre: $D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$

$$D \leq (1/10) \cdot 150$$

$$D \leq 15 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

- L'espacement:

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots (1)$$

- Selon le RPA.99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{22.5; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 22.5 \text{ cm} \dots (2)$$

$$\text{Donc: } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}}; St_{\text{RPA 99}}\} \Rightarrow St \leq 22.5 \text{ cm}$$

Donc : On adopte un espacement de **20 cm**

Le choix de la section des armatures verticales est : **5T12 = 5.65 cm²/ml**

c. Calcul des armatures horizontales :

On adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5.65 cm²/ml** avec

un espacement de **20 cm**

d. Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4Ø8 par m²**

e. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

- BAEL. 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{675.7 \times 10^{-2}}{15 \times (0.9 \times 3.05)} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- RPA. 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 675.7 \times 10^{-2}}{15 \times (0.9 \times 3.05)} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

VII.5.2. Voile intermédiaire :

$$A = 0.65 \text{ m}^2$$

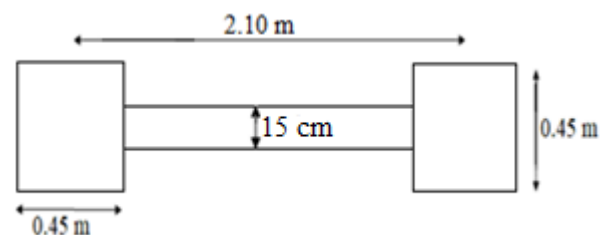
$$I = \frac{aL^3}{12} = \frac{0.15 \times 1.65^3}{12} = 0.05 \text{ m}^4$$

$$V = 0.82 \text{ m}$$

$$N = 1473.7 \text{ KN}$$

$$M = 493.64 \text{ KN.m}$$

$$T = 675.7 \text{ KN}$$



a. Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.I}{V} = \frac{1473.7}{0.65} + \frac{493.64 \times 0.05}{0.82} = 2297.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.I}{V} = \frac{1473.7}{0.65} - \frac{493.64 \times 0.05}{0.82} = 2237.13 \text{ KN/m}^2$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA. 99 (version 2003)

b. Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA.99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0.15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Le diamètre: $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10).150$$

$$D \leq 15 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

- L'espacement:

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots (1)$$

- Selon le RPA.99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{22.5; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots (2)$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}}; St_{\text{RPA 99}}\} \Rightarrow St \leq 22.5 \text{ cm}$$

Donc : On adopte un espacement de **20 cm**

Le choix de la section des armatures verticales est : **5T12 = 5.65 cm²/ml**

c. Calcul des armatures horizontales :

On adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

d. Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL.91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4Ø8 par m²**

e. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

- BAEL. 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{675.7 \times 10^{-2}}{15 \times (0.9 \times 1.65)} = 0.30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- RPA. 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 675.7 \times 10^{-2}}{15 \times (0.9 \times 1.65)} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

VII.5.3. Disposition des armatures :

VII.5.3.1. 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, et ne 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 : $St = 30 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Voile de rive : $L = 305 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 30.5 \text{ cm}$

Voile intermédiaire : $L = 165 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 16.5 \text{ cm}$

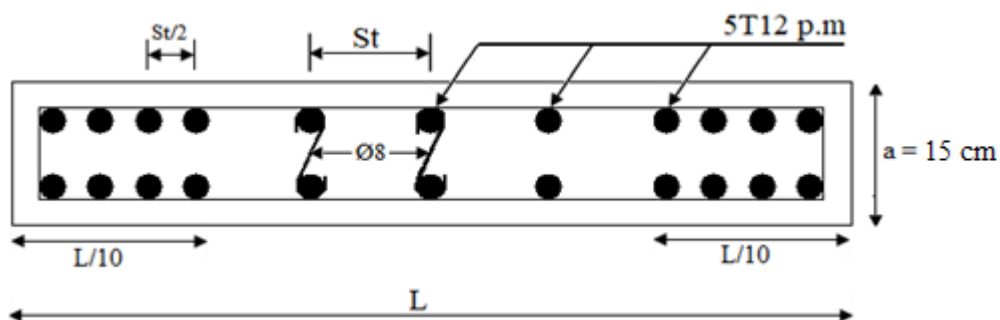


Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles (e = 15 cm)

VII.5.3.2. 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 $St \leq \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.5.3.3 Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

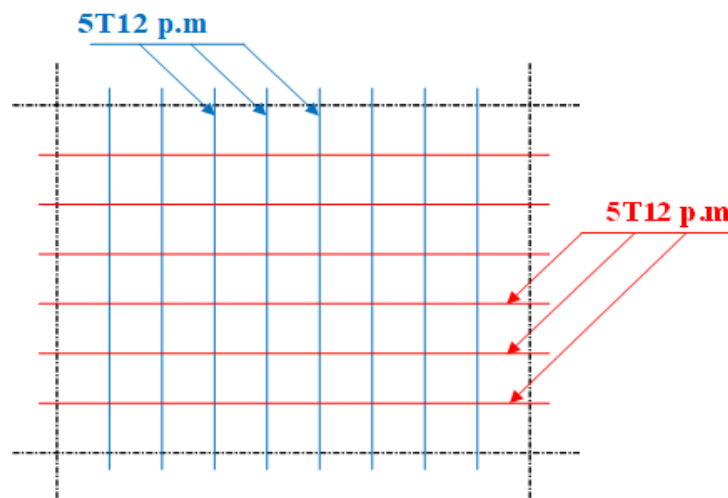


Figure VII.4 : Disposition du ferrailage dans les voiles ($e = 15 \text{ cm}$)

Chapitre VIII :
Étude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2. Le voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 1.5m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation = 1.5 KN/m²
- γ : poids volumique de la terre = 17 KN/m³
- Φ : angle de frottement interne du sol = 35°
- K_a : coefficient de poussée des terres : $K_a = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$K_a' = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)} = K_a = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0.271$$

VIII.2.1 Calcul des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = K_a \times \gamma \times h = 0,271 \times 1,7 \times 1.5 = 0.7 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K_a' \times q \times h = 0.271 \times 0.15 \times 1.5 = 0.06 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K_a' \cdot \Phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q_u = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 1.03 \text{ t/m}^2$$

VIII.2.2 Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 1.5 - 0.45 - 0.65 = 0.4 \text{ m} \\ L_y = 4.7 - 0.45 = 4.25 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.09 < 0.4$$

Ce qui veut dire que la dalle travaille dans un seul sens.

$$M_0 = \frac{ql_x^2}{8} = \frac{1.03 \times 0.4^2}{8} = 0.02 \text{ t.m}$$

$$M_{t \text{ ult}} = 0.8 M_0 = 0.8 \times 0.02 = 0.016 \text{ t.m}$$

$$M_{a \text{ ult}} = 0.5 M_0 = 0.5 \times 0.02 = 0.01 \text{ t.m}$$

VIII.2.3 Calcul du ferrillage :

- Sur travée :

$$M_t = 0.016 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0.016 \times 10^4}{14.20 \times 18^2 \times 100} = 0 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0 \rightarrow \beta = 1 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.016 \times 10^4}{1 \times 18 \times 348} = 0.025 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis :

$$M_a = 0.01 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0.01 \times 10^4}{14.20 \times 18^2 \times 100} = 0 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0 \rightarrow \beta = 1 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.01 \times 10^4}{1 \times 18 \times 348} = 0.015 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

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

$A_{\text{adpt}} < A_{\min}$ Condition non vérifiée

Donc on ferrillera avec A_{\min}

➤ Choix des aciers :

En travée :(sens l_x)

$$4T10 \text{ p.m} = 3.14 \text{ cm}^2 ; S_t = 25 \text{ cm}$$

En travée :(sens l_y)

$$A_y = \frac{A_{x \text{ min}}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow 4T10 \text{ p.m} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m} ; S_t = 25 \text{ cm}$$

Sur appuis :

$$4T10 \text{ p.m} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m} ; S_t = 25 \text{ cm}$$

VIII.2.4 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$Q_u = p_1 + p_2 = 0.76 \text{ t/m}^2$$

$$M_0 = \frac{ql_x^2}{8} = \frac{0.76 \times 0.4^2}{8} = 0.015 \text{ t.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0.8 M_0 = 0.8 \times 0.015 = 0.012 \text{ t.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0.5 M_0 = 0.5 \times 0.015 = 0.007 \text{ t.m}$$

• Sens x :

a) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c) - 15.A(d - y) = 0 \rightarrow y = 3.50 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = 11437.9 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{0.012 \times 10^4}{11437.9} \times 3.50 = 0.14 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.67 \text{ MPa} ; 202 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0.012 \times 10^4}{11437.9} \times (18 - 3.50) = 2.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 2.28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec 4T10 = 3.14 cm²/ml chacune est avec un espacement St = **20 cm**.

VIII.3. Etude des fondations :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaitre d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 2 bars à un ancrage de 1.50 m

- Pour qu'il n'y ait pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS.
 2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire
- La nature et l'homogénéité du bon sol
- La capacité portante du terrain de fondation
- La raison économique
- La facilité de réalisation

VIII.3.1. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type : Semelles isolées, Semelles filantes, Radier général.

Commençant par les semelles isolées, pour cela on procède à une première vérification qui est la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\% \right)$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N/\sigma_{\text{sol}}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 4830.502 \text{ t} \Rightarrow S = 241.52 \text{ m}^2 \\ N_{\text{ser}} = 3519.485 \text{ t} \Rightarrow S = 175.97 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

VIII.3.1.1. Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 358.45 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{175.97}{358.45} = 49\% < 50\% \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment et vu la nature de notre sol, une semelle filante a été optée comme type de fondation.

VIII.3.2. Définition de la semelle filante :

Une semelle filante est une semelle continue qui supporte plusieurs colonnes ou bien un mur porteur. Un des principaux avantages de ce type de semelle est qu'elle est mieux adaptée à des sols moins homogènes, car la surface de contact est plus importante ce qui limite le risque de tassement différentiel, en d'autres termes, des tassements plus importants à certains endroits entraînant une instabilité d'ensemble.

VIII.3.3. Pré dimensionnement des semelles :

VIII.3.3.1. Semelle continue sous mur voile (semelle filante) :

Semelle	Combinaison		Poteaux							
			P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈
S ₁ (File 1)	G + Q	N (KN)	379.36	761.74	375.82	/	/	/	/	/
		M (KN.m)	59.67	-0.14	-59.31	/	/	/	/	/
	1,35 G +1,5 Q	N (KN)	518.12	1041.34	514.31	/	/	/	/	/
		M (KN.m)	81.52	-0.15	-81.17	/	/	/	/	/
S ₂ (File 8)	G + Q	N (KN)	379.36	761.74	375.82	/	/	/	/	/
		M (KN.m)	59.67	-0.14	-59.31	/	/	/	/	/
	1,35 G +1,5 Q	N (KN)	518.13	1041.34	514.31	/	/	/	/	/
		M (KN.m)	81.52	-0.15	-81.17	/	/	/	/	/
S ₃ (File C)	G + Q	N (KN)	761.74	644.84	659.67	1107.13	1107.13	659.66	644.84	761.74
		M (KN.m)	-0.14	-0.03	-0.02	-0.28	-0.28	-0.02	-0.03	-0.14
	1,35 G +1,5 Q	N (KN)	1041.34	881.88	905.84	1522.15	1522.15	905.83	881.88	1041.34
		M (KN.m)	-0.15	-0.03	-0.03	-0.38	-0.38	-0.03	-0.03	-0.15
Semelle	Combinaison		Voiles							
			V ₁	V ₂	V ₃	V ₄				
S ₁ (File 1)	G + Q	N (KN)	474.99	473.12	/	/				
		M (KN.m)	-3.23	2.87	/	/				
	1,35 G +1,5 Q	N (KN)	648.98	647.12	/	/				
		M (KN.m)	-4.39	4.00	/	/				
S ₂ (File 8)	G + Q	N (KN)	474.99	473.12	/	/				
		M (KN.m)	-3.23	2.87	/	/				
	1,35 G +1,5 Q	N (KN)	648.98	647.12	/	/				
		M (KN.m)	-4.39	4.00	/	/				
S ₃ (File C)	G + Q	N (KN)	285.29	435.14	435.14	285.29				
		M (KN.m)	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01				
	1,35 G +1,5 Q	N (KN)	390.07	595.26	595.26	390.07				
		M (KN.m)	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01				

Tableau VIII.1 : les sollicitations des poteaux et des voiles appliquées sur les semelles sous mur voile

- A titre d'exemple on va faire le calcul de la semelle S₁

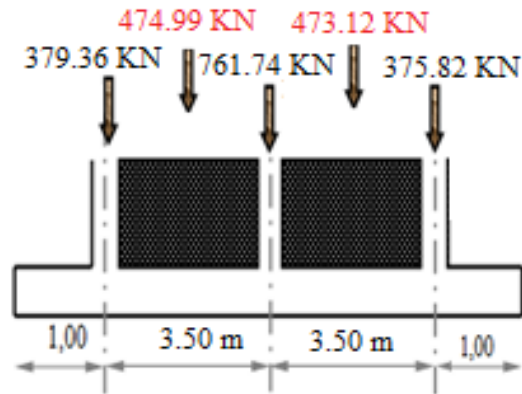


Figure VIII.1 : La distribution des sollicitations appliquées sur les semelles

VIII.3.3.1.1. Dimensionnement :

$$N_s = \sum N_i = 2465.03 \text{ KN} = 246.503 \text{ t}$$

$$L = 9 \text{ m}$$

- **Largeur :**

$$B \geq \frac{N_s}{L \sigma_{sol}} = \frac{246.503}{9 \times 20} = 1.36 \text{ m}$$

On adopte : **B = 160 cm**

- **Condition de raideur :**

$$h_{min} = \sqrt[3]{\left(\frac{2 L_{max}}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 k}{E_b}} = 9.7 \text{ cm}$$

On prend: **h = 40 cm**

0.5 < k < 12 kgcm² on prend: **k = 4 kg/cm²**

- **Longueur élastique :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_b I}{k B}} = 485.9 \text{ cm}$$

$$\frac{\pi}{2} \times l_e = 763 \text{ cm}$$

$$l_{max} = 350 \text{ cm} < \frac{\pi}{2} \times l_e = 763 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{semelle rigide}$$

- **Patin :**

$$\begin{cases} e \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} \\ \Phi_{min} = 12 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow e_{min} = 15 \text{ cm}$$

➤ **Hauteur moyenne :**

$$h_{\text{moy}} = \frac{h + e}{2} = \frac{(40 + 15)}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des poids de la semelle, le remblai et du mur voile :**

$$P_s = h_{\text{moy}} \cdot \gamma_b \cdot B \cdot L = 9.9 \text{ t}$$

$$P_r = (h - h_{\text{moy}}) (B \cdot L - 9b \cdot a - e_{\text{voil}} \cdot \sum L_{\text{voi}}) \rho_{\text{sol}} = 25.8 \text{ t}$$

$$P_v = \gamma_b \cdot e \cdot (h - h_{\text{moy}}) \sum L = 4.28 \text{ t}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{Q}{B L} \left(1 + 3 \frac{e_0}{L} \right)$$

Combinaison	N_T (t)	M_T (t.m)	$e = \frac{M_T}{N_T}$ (m)	$\frac{L}{6}$ (m)	σ_{moy} (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
G + Q	246.503	- 0.014	0	1.5	19.9	20
1.35G + 1.5 Q	336.987	- 0.019	0		27.2	

On adopte :

$$\begin{cases} B = 160 \text{ cm} \\ e_{\text{min}} = 15 \text{ cm} \\ h_{\text{moy}} = 27.5 \text{ cm} \\ h_u = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

VIII.3.3.1.2. Calcul des armatures :

Vu la présence du mur voile périphérique, la semelle va travailler que dans un seul sens celui de la largeur B et elle sera calculé par la méthode des consoles :

❖ **Suivant la largeur :**

Pour une bande de 1 m :

$$q = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{m}$$

$$q = 27.2 \times 1 = 27.2 \text{ t/ml}$$

$$M = \frac{qx^2}{2} \text{ avec : } x = \frac{B}{2} = 0.8 \text{ m}$$

$$M = \frac{27.2 \times 0.8^2}{2} = 8.7 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0.03 \Rightarrow \mu = 0.03 < \mu_{\text{ultime}} = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_u = \frac{M_0}{\beta d \sigma_{acier}} = 7.05 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23B d \frac{f_{tj}}{f_e} = 6.96 \text{ cm}^2$$

- Armatures finales :

$$A_f = \max(A_u ; A_{min}) = 7.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit} \begin{cases} 5T14 = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- ❖ Suivant la longueur :

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit} \begin{cases} 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

	combinaison	N _T (t)	M _T (t. m)	e = $\frac{M_T}{N_T}$ (m)	L (m)	σ _{moy} t/m ²	σ _{sol} t/m ²	B (cm)	h (cm)	h _{moy} (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$ (cm)	l _{max} (cm)
S ₂ (File 8)	G + Q	246.503	-0.014	0	9.00	19.9	20	160	40	27.5	763.3	350
	1.35G + 1.5 Q	336.988	-0.019	0		27.2						
S ₃ (File C)	G + Q	778.761	-0.098	0	29.09	19.5	20	160	40	27.5	763.3	460
	1.35G + 1.5 Q	1067.30	-0.122	0		26.6						

Tableau VIII.2: le dimensionnement et les vérifications des semelles continues sous murs voile

	Q (t/ml)	M (t. m)	μ	β	A _u (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{adpt} (cm ² /ml)	A _r = A _{adpt} /4 (cm ²)	A _r (cm ² /ml)
S ₂ (File 8)	27.2	8.7	0.03	0.985	7.05	6.96	5T14 A = 7.7 cm ²	1.92	5T12 A = 5.65 cm ²
S ₃ (File C)	26.6	8.51	0.029	0.985	6.89	6.96	6T14 A = 9.24cm ²	1.74	5T12 A = 5.65 cm ²

Tableau VIII.3 : ferrailage des semelles continues sous murs voiles

VIII.3.3.2. Semelle continue sous poteaux (semelle filante) :

Semelle	Combinaison		Poteaux				
			P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅
S ₂ (File 2 et 7)	G + Q	N (KN)	565.08	798.94	644.84	794.57	519.36
		M (KN.m)	-1.10	3.12	-0.03	-3.13	1.87
	1,35 G + 1,5 Q	N (KN)	774.78	1098.53	881.88	1092.71	712.21
		M (KN.m)	-1.51	4.33	-0.03	-4.33	2.57
S ₃ (File 3 et 6)	G + Q	N (KN)	1305.04	1198.23	659.67	1195.45	1092.16
		M (KN.m)	7.53	0.74	-0.02	-0.80	-2.77
	1,35 G + 1,5 Q	N (KN)	1790.85	1647.95	905.84	1644.22	1503.21
		M (KN.m)	10.35	1.01	-0.03	-1.09	-3.88
S ₄ (File 4 et 5)	G + Q	N (KN)	681.28	981.04	1107.13	1229.71	1093.86
		M (KN.m)	0.93	0	-0.28	-0.31	-2.83
	1,35 G + 1,5 Q	N (KN)	932.50	1347.40	1522.15	1691.33	1505.58
		M (KN.m)	1.29	-0.01	-0.38	-0.41	-3.96

Tableau VIII.4 : les sollicitations appliquées sur les semelles sous poteaux

On prend la semelle S₂ comme exemple de calcul détaillé et les autres semelles seront résumées dans un tableau.

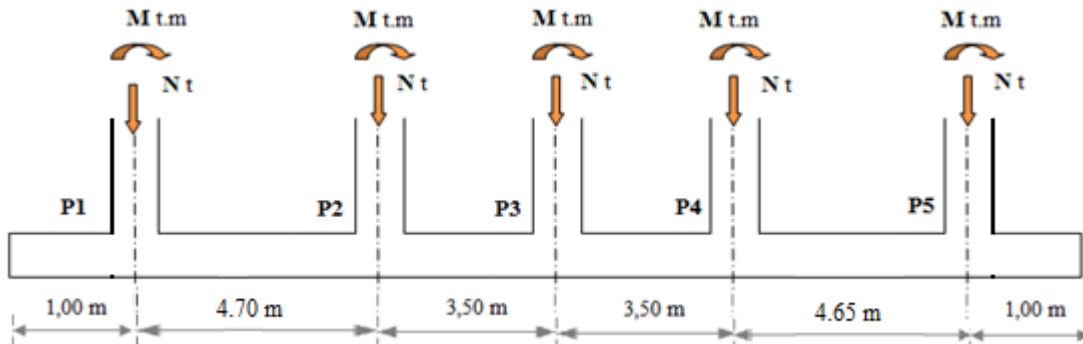


Figure VIII.2 : La distribution des sollicitations appliquées sur les semelles sous poteaux

VIII.3.3.2.1. Dimensionnement :

$$B \geq \frac{N_s}{L \sigma_{sol}} = \frac{332.279}{18.35 \times 20} = 0.90 \text{ m}$$

On prend : B = 110 cm

➤ Rigidité :

$$\frac{1}{9} < h < \frac{1}{6} \Rightarrow 52.22 < h < 78.33$$

On prend : h = 65 cm

➤ **Longueur élastique :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_b I}{k B}}$$

Avec :

$$\begin{cases} I = \frac{B h_{moy}^3}{12} = 0.005867 \text{ m}^3 \\ k = 4 \text{ Kg/cm}^2 \\ B = 110 \text{ cm} = 1.1 \text{ m} \\ E_b = 32164.2 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow l_e = 6.43 \text{ m}$$

$$l = 4.70 < \frac{\pi}{2} l_e = 10.10 \Rightarrow \text{Semelle rigide (répartition linéaire des contraintes)}$$

➤ **Patin :**

$$\begin{cases} e \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} \\ \Phi_{min} = 12 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow e_{min} = 15 \text{ cm}$$

➤ **Hauteur moyenne :**

$$h_{moy} = \frac{h + e}{2} = \frac{65 + 15}{2} = 40 \text{ cm}$$

➤ **Poids propre de la semelle et du remblai :**

$$P_s = h_{moy} \cdot \gamma_b \cdot B \cdot L = 20.18 \text{ t}$$

$$P_r = (h - h_{moy})(B L - 6 b^2) \rho_{sol} = 35.85 \text{ t}$$

Donc :

$$Q_{ser} = N_s + P_s + P_r = 332.279 + 20.18 + 35.85 = 388.30 \text{ t}$$

➤ **Type de répartition :**

$$M = \sum M_i + \sum N_i x_i$$

$$M = 0.073 + [(-56.508 \times 8.17) + (-79.894 \times 3.47) + (64.484 \times 0.03) + (79.457 \times 3.53) + (51.936 \times 8.18)] = -31.57 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.09 \text{ cm} \\ \frac{L}{6} = 305 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 < \frac{L}{6} \dots\dots\dots \text{Répartition trapézoïdale}$$

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{3/4} = \frac{Q}{BL} \left(1 + 3 \frac{e_0}{L} \right) = 19.2 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.3.2.2. Calcul des armatures :

- **Sens transversal :** on utilise la méthode des bielles

$$A_B = \frac{\dot{N}_i(B - b)}{8 d_b \sigma_s}$$

Avec :

$$\dot{N}_i = N_T \left(1 + 3 \frac{e_0}{B} \right)$$

$$N_{tu} = 456.01 \text{ t}$$

$$\dot{N}_i = 456.01 \left(1 + 3 \frac{0.09}{110} \right) = 457.12 \text{ t}$$

Donc :

$$A_B = \frac{457.12 \times 10^4 (110 - 45)}{800 \times 58.5 \times 348} = 18.24 \text{ cm}^2$$

Soit : **6T20/ml** ; $A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

- **Sens longitudinal :**

La semelle est calculée comme une poutre renversée chargée par la contrainte moyenne du sol.

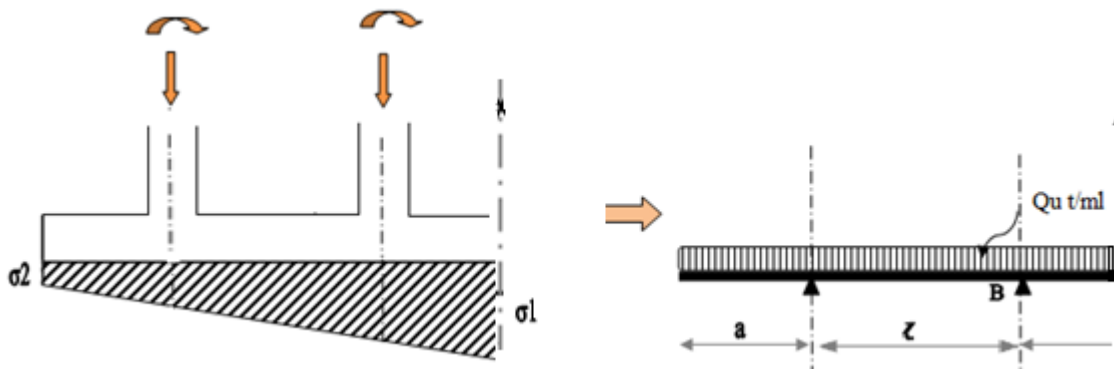


Figure VIII.3 : Exemple de chargement de la semelle

Avec :

$$\sigma_{moy} = \frac{N_T}{BL} \left(1 + 3 \frac{e_0}{L} \right) = \frac{456.01}{1.1 \times 18.35} \left(1 + 3 \frac{0.0009}{18.35} \right) = 22.59 \text{ t/m}^2$$

$$Q_u = \sigma_{moy} \times B = 22.59 \times 1.1 = 24.84 \text{ t/m}$$

❖ Les Moments :

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{24.84 \times 4.7^2}{8} = 68.58 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.4M_0 = 0.40 \times 68.58 = 27.43 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 68.58 = 58.29 \text{ t.m}$$

Ferraillage sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0.051$$

$$\mu = 0.051 < \mu_{ultime} = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{app} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{acier}} = 13.84 \text{ cm}^2$$

Choix : **9T14** ; $A_S = 13.85 \text{ cm}^2$

Ferraillage en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0.109$$

$$\mu = 0.109 < \mu_{ultime} = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_{app} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{acier}} = 30.41 \text{ cm}^2$$

Choix : **10T20** ; $A_S = 31.42 \text{ cm}^2$

Pour les autres cas les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

	combinaison	N_T (t)	M_T (t.m)	$e = \frac{M_T}{N_T}$ (m)	L (m)	B (cm)	h (cm)	l_{max} (cm)	$\frac{\pi}{2}l_e$ (m)	h_{moy} (cm)	Ms (t.m)	Q_{ser} (t)	$\sigma_{3/4}$ (t/m ²)
S 3	G + Q	545.055	0.468	0.001	18.35	180	65	470	10.1	40	-164.17	637.95	19.3
	1,35G +1,5 Q	749.207	0.636	0.001									
S 4	G + Q	509.302	-0.249	0	18.35	165	65	470	10.1	40	434.9	594.3	19.6
	1,35G +1,5 Q	699.896	-0.347	0									

Tableau VIII.5 : le dimensionnement et les vérifications des semelles continues sous poteaux

semelle	N_u (t)	N_i (t)	A_B (cm ²)	$A_{adapté}$ (cm ²)	σ_{moy} (t/m ²)	Q (t/ml)	M_0 (t.m)	A_{app} (cm ²)	$A_{adapté}$ (cm ²)	A_{tray} (cm ²)	$A_{adapté}$ (cm ²)
S ₃	749.20	749.20	62.1	10T25 + 5T20 = 64.8 cm²	22.68	40.82	112.7 1	22.75	6T20 + 2T16 = 22.87 cm²	49.99	7T25 + 5T20 = 50.07 cm²
S ₄	699.89	706.88	52.08	7T25 + 6T20 = 53.21 cm²	23.11	38.13	105.2 8	21.27	5T20 + 3T16 = 21.74 cm²	46.75	7T25 + 4T20 = 46.93 cm²

Tableau VIII.6 : ferrailage des semelles continues sous poteaux

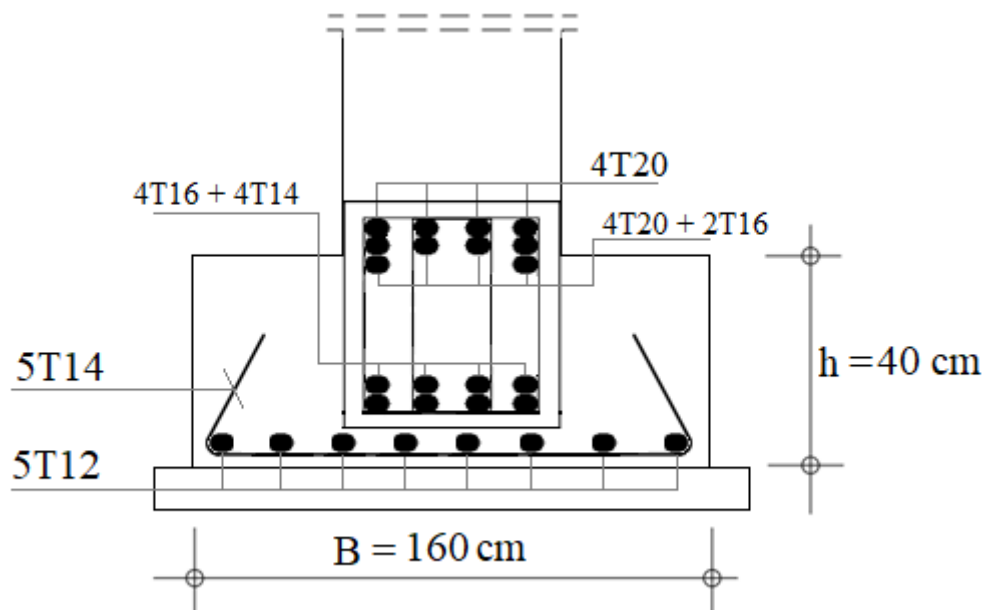


Figure VIII.4. Ferrailage de semelle continue sous murs voiles

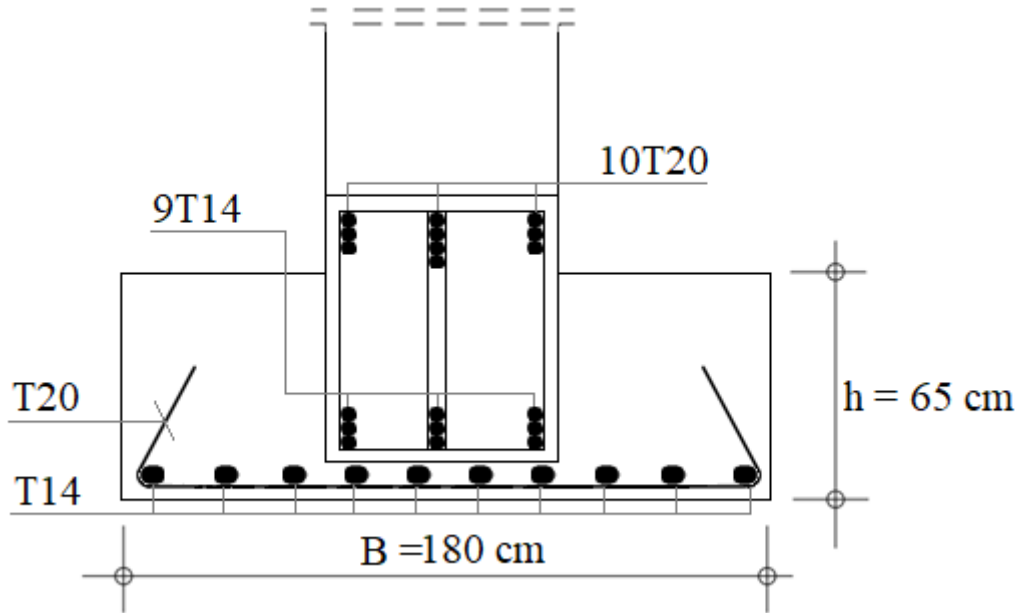


Figure VIII.5. Ferrailage de semelle continue sous poteaux

VIII.3.4. Ferrailage des longrines :

VIII.3.4.1. Dimensionnement :

Selon le RPA99/2003 on a :

Site meuble (S3) $\Rightarrow \min (b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

On prend : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

VIII.3.4.2. Ferrailage :

$$A = \frac{F}{\sigma_s}$$

Avec :

- $F = N/\alpha \geq 20 \text{ KN}$
- $\alpha = 15$ (Zone I ; S3)
- $N = 1790.85 \text{ KN}$

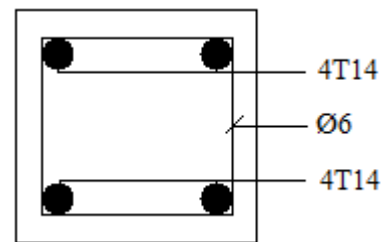


Figure VIII.8 Ferrailage de longrine

On a:

$$F = N/\alpha = \frac{1790.85}{15} = 119.39 \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{F}{\sigma_s} = 119.39 \times \frac{10}{348} = 3.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% b \times h = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$A_f = \max (A_u ; A_{\min}) = 5.40 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T14** ; $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « robot structurel analyse 2015 ».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Références bibliographiques

- [1] : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/2003
- [2] : Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL.91
- [3] : D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation
- [4] : Logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS
- [5] : EXCEL 2010
- [6] : PowerPoint 2010
- [7] : WORD 2010
- [8] : Logiciel AUTOCAD 2017