

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

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

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présentée par :

BERTHE Astan dite Marie Claire

Sujet du mémoire :

**Etude d'un bâtiment (R+7) en Béton Armé à usage
d'habitation situé à Alger**

Soutenu publiquement en Juin 2024 devant les membres du jury :

Mr BEKKI Hadj	Président
Mme MIMOUNI Lamia	Encadrante
Mr SERBAH Boumediene	Examineur
Mme RENNAK Zohra	Examineur
Mme DRAOUI Aicha	Examineur

Promotion : 2023/2024

Remerciements

Alhamdou lillah, gloire et louange à Allah le clément et miséricordieux qui m'a permis de mener à bien ce travail.

J'exprime ma profonde gratitude à MME MIMOUNI Lamia pour son soutien, sa disponibilité, sa patience face à mes manquements et ses innombrables efforts dans l'élaboration de ce projet de fin d'étude, tout en m'octroyant généreusement son expérience et en étant un guide pour moi le long du travail.

Aux membres du jury qui ont voulu examiner et évaluer ce projet.

Ma reconnaissance s'étend à tous mes instructeurs du département de génie civil ainsi que l'ensemble du personnel de la faculté qui ont contribué à ma formation universitaire.

Mes remerciements vont à l'envers de tous ceux qui ont contribué à l'avancement de ce parcours, en particulier toute ma famille et à Mr FOFANA pour leur soutien sans faille à mon égard.

Dédicace

Aucun mot ni aucune dédicace ne serait à la hauteur de pouvoir exprimer mes ressentis face aux innombrables sacrifices et considérations des miens envers ma personne.

Avec toute sincérité, je dédie ce travail à :

A mon cher père ABDOULAYE

A ma chère mère MAIMOUNA DIALLO

A mes frères et sœurs

A toute ma famille sans exception

A tous mes amis

A Mr FOFANA M. qui a été un soutien quotidien

A toute ma rencontre algérienne qui ont rendu mon séjour agréable

A toute ma promotion.

ASTAN dite M. C. BERTHE

Résumé :

Ce présent travail consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé (R+7) à usage d'habitation situé à Alger classé en zone forte sismique (zone III) selon le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99/Version 2003**.

Pour ce faire, on est appelé à entreprendre de façon minutieuse un travail qui mène à la perception de construction avec la prise en compte des différents effets influençant cette structure vis-à-vis des actions auxquelles elle est soumise et autres, ainsi que le côté économique et l'aspect esthétique.

On est amené dans cette étude à concevoir un bâtiment durable, stable, résistant tout en suivant les normes des règlements de construction dictées par le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99/Version 2003**, le Béton Armé à l'Etat Limite **BAEL91...**

Pour cela, on procèdera comme suit :

En première partie, on fera la présentation de l'ouvrage et des matériaux qui comportera une généralité sur la wilaya où se trouve l'ouvrage (Alger), la localisation et la définition des objectifs du projet, la lecture des plans architecturaux avec le logiciel **AUTOCAD** et les données de bases.

La deuxième partie concerne le prédimensionnement et étude de tous les éléments du bâtiment (structuraux et non structuraux), celle-ci sera fait en utilisant la méthode du calcul du béton armé à l'état limite **BAEL91/99** et **RPA99/V2003**.

Et enfin, l'analyse de la structure sera faite à partir du logiciel de calcul **ETABS V.9.6.0**. afin de déterminer les sollicitations des portiques et des voiles, et en dynamique pour le calcul des modes de vibration ainsi que l'étude de l'infrastructure.

Abstract :

This present work consists of the study of a reinforced concrete building (R+7) for residential use located in Algiers classified in a strong seismic zone (zone III) according to the Algerian Seismic Regulation RPA99/Version 2003.

To do this, we are called upon to carefully undertake work which leads to the perception of construction with the taking into account of the different effects influencing this structure with respect to the actions to which it is subjected and others, as well as the side economical and aesthetic appearance.

In this study we are led to design a durable, stable, resistant building while following the standards of construction regulations dictated by the Algerian Seismic Regulation RPA99/Version 2003, Reinforced Concrete at the Limit State BAEL91...

To do this, we will proceed as follows :

In the first part, we will present the work and the materials which will include a general overview of the wilaya where the work is located (Algiers), the location and definition of the objectives of the project, the reading of the architectural plans with the software AUTOCAD and basic data.

The second part concerns the pre-sizing and study of all the elements of the building (structural and non-structural), this will be done using the method of calculating reinforced concrete at the limit state BAEL91/99 and RPA99/V2003.

And finally, the analysis of the structure will be carried out using the ETABS V.9.6.0 calculation software in order to determine the stresses on the gantries and sails, and in dynamics for the calculation of vibration modes as well as the study of the infrastructure.

ملخص :

يتكون هذا العمل من دراسة مبنى خرساني مسلح (R+7) للاستخدام السكني يقع في الجزائر العاصمة مصنف في منطقة زلزالية عالية (المنطقة III) حسب لائحة الزلازل الجزائرية RPA99/إصدار 2003. وللقيام بذلك، فإننا مدعوون إلى القيام بالأعمال التي تؤدي إلى تصور البناء بعناية مع مراعاة المؤثرات المختلفة المؤثرة على هذا البناء فيما يتعلق بالتصرفات التي يتعرض لها وغيرها، فضلا عن الجانب الاقتصادي. والمظهر الجمالي. في هذه الدراسة، تم تصميم مبنى متين ومستقر ومقاوم مع اتباع معايير لوائح البناء التي يملها نظام الزلازل الجزائري RPA99/الإصدار 2003، الخرسانة المسلحة عند الحد الأقصى BAEL91... وللقيام بذلك، سنتصرف على النحو التالي:

في الجزء الأول سنعرض العمل والمواد التي ستضمن لمحة عامة عن الولاية التي يقع فيها العمل (الجزائر العاصمة)، الموقع وتحديد أهداف المشروع، قراءة المخططات المعمارية مع المخططات المعمارية. برنامج أوتوكاد والبيانات الأساسية.

الجزء الثاني يتعلق بالتحجيم المسبق ودراسة كافة عناصر المبنى (الإنشائية وغير الإنشائية) وذلك باستخدام طريقة حساب الخرسانة المسلحة عند الحالة الحدية BAEL91/99 و RPA99/V2003. وأخيراً، سيتم إجراء تحليل الهيكل باستخدام برنامج الحساب ETABS V.9.6.0. من أجل تحديد الضغوط على الجسور والأشعة، وفي الديناميكيات لحساب أوضاع الاهتزاز وكذلك دراسة البنية التحتية

LISTE DES NOTATIONS ET SYMBOLES

A : coefficient d'accélération de zone

A_a : section d'armature en appui

A_s : section d'armature longitudinale (supérieures)

A_{max}, A_{min} : section d'armature maximale et minimale déterminée par les règlements

A_r : section d'armature de répartition

A_t : section d'armature de travée ou transversale

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

B_r : section réduite du béton

C : Cohésion.

C_s : coefficient de sécurité

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

HA : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

I_f : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

L₁ : Distance entre axes des nervures

L_p : longueur en plan

M : moment, masse

M_a : moment fléchissant en appui

M_e : moment fléchissant à gauche

M_s : moment fléchissant d'état limite de service
M_t : moment fléchissant de travée
M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
M_w : moment fléchissant à gauche
M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
N : effort normal
N_e : effort normal au centre de la section
N_s : effort normal d'état limite de service
N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
P_p : poids propre
Q : Charge d'exploitation ; facteur de qualité
R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
S : surface
T : effort tranchant
T_x : période fondamentale dans le sens x-x
T_y : période fondamentale dans le sens y-y
V : action sismique ; effort horizontal
V_{st} : effort sismique à la base de la structure
W : poids total de la structure
W_p : poids de l'élément en considération.
a : Epaisseur des voiles ; largeur du poteau
b₀ : largeur de la nervure
b₁ : largeur de poteau
c : enrobage
d : hauteur utile ;
e : excentricité ; épaisseur
f : flèche
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_e : limite élastique d'acier
f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
g : Giron de la marche
h : hauteur
h_e : hauteur de l'étage
h_t : hauteur totale

h' : hauteur de la zone nodale
h₁ : hauteur du poteau
i : rayon de giration
j : nombre des jours
l : longueur ; distance
l_f : longueur de flambement
l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l₀ : longueur libre
q_s : charge linéaire d'état limite de service
q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
q_{palier} : charge linéaire du palier
q_{marche} : charge linéaire des marches
S_t : espacement
x : abscisse
y : ordonnée
α : Angle
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
β : coefficient de pondération
ξ : Pourcentage d'amortissement critique
η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
θ : Déviation angulaire, coefficient globale dépendant du type de construction
λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé
μ : Moment réduit
ν : Coefficient de poisson
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : contrainte de béton ou d'acier
τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
ψ : Coefficient de pondération
δ : Coefficient de réduction, déplacement
Σ : Sommation
φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.

LISTE DES FIGURES

Figure I - 1 : Vue de façade.....	2
Figure I - 2 : Plan du RDC et étages.....	3
Figure I - 3 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations béton.....	6
Figure I - 4 : Diagramme des contraintes.....	6
Figure I - 5 : Diagramme contrainte-déformation du béton de calcul à l'ELS.....	7
Figure I - 6 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	8
Figure I - 7 : Diagramme des déformations limites de la section trois domaines et trois pivots.....	10
Figure II - 1 : Plancher étage courant.....	13
Figure II - 2 : Coupe transversale du mur extérieur.....	14
Figure II - 3 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.....	15
Figure III - 1 : Plancher à corps creux.....	20
Figure III - 2 : Coupe d'un plancher à corps creux et schéma explicatif de la poutrelle.....	21
Figure III - 3 : Schéma statique poutrelle.....	23
Figure III - 4 : Diagramme moment fléchissant terrasse accessible.....	26
Figure III - 5 : Diagramme effort tranchant terrasse accessible.....	27
Figure III - 6 : Sollicitations obtenues par RDM6.....	27
Figure III - 7 : Disposition du ferrailage étage courant.....	31
Figure III - 8 : Disposition du ferrailage terrasse accessible.....	32
Figure III - 9 : Ferrailage de la dalle de compression.....	32
Figure III - 10 : Ferrailage du plancher en corps creux.....	33
Figure IV - 1 : Acrotère.....	34
Figure IV - 2 : Disposition du ferrailage de l'acrotère.....	38
Figure IV - 3 : Schéma statique du balcon.....	38
Figure IV - 4 : Disposition du ferrailage balcon.....	40
Figure IV - 5 : Schéma d'une marche.....	42
Figure IV - 6 : Schéma statique de l'escalier.....	43
Figure IV - 7 : Disposition du ferrailage des marches.....	48
Figure IV - 8 : Disposition du ferrailage du palier.....	48
Figure V - 1 : Modélisation de la structure par le logiciel ETABS 9.6.0.....	51
Figure V - 2 : Disposition des voiles de contreventement.....	52
Figure V - 3 : Spectre de réponse.....	52
Figure VI - 1 : Disposition du ferrailage des poutres (Terrasse et étages).....	69
Figure VI - 2 : Zone nodale (RPA99/V2003).....	75
Figure VI - 3 : Disposition du ferrailage des poteaux.....	77
Figure VI - 4 : Schéma du voile type 1 et poteau.....	81
Figure VI - 5 : Schéma du voile type 2 et poteaux.....	81
Figure VI - 6 : Schéma du voile type 3 et poteau.....	82
Figure VI - 7 : Coupe transversale des 3 types de voile.....	85
Figure VI - 8 : Disposition du ferrailage du voile.....	86

Figure VII - 1 : Schéma du radier.....	88
Figure VII - 2 : Schéma du panneau le plus défavorable.	92
Figure VII - 3 : Armatures supérieures (en travées).....	94
Figure VII - 4 : Armatures inférieures (sur appui).	94
Figure VII - 5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes.....	95
Figure VII - 6 : Disposition du ferrailage poutre de libage.	100

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II - 1 : Descente de charges terrasses accessible (selon le DTR BC 2-2).....	13
Tableau II - 2 : Descente de charges étage courant (selon DTR BC 2-2).	13
Tableau II - 3 : Descente de charges murs extérieurs (selon DTR BC 2-2).	14
Tableau II - 4 : Dégression en fonction du nombre d'étage.	16
Tableau II - 5 : Récapitulation du pré dimensionnement des poutres et poteaux.....	18
Tableau III - 1 : Dimensions poutrelle.	21
Tableau III - 2 : Différentes charges des poutrelles.....	23
Tableau IV - 1 : Descente de charges balcon (selon le DTR BC 2-2).....	39
Tableau IV - 2 : Charges du revêtement escalier.....	42
Tableau V - 1 : Période fondamentale de la structure et somme des masses modales.	53
Tableau V - 2 : Paramètre du spectre de réponse.	54
Tableau V - 3 : Poids de la structure.	55
Tableau V - 4 : Déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.	57
Tableau V - 5 : Poids et effort tranchant de chaque niveau.....	58
Tableau V - 6 : L'effet P- Δ dans les deux sens.	58
Tableau V - 7 : Excentricité entre le centre de masse et de torsion de chaque étage.	58
Tableau V - 8 : Excentricité théorique et accidentelle.....	59
Tableau VI - 1 : Moments max des poutres principales intermédiaires.	61
Tableau VI - 2 : Moments max des poutres principales rives.	62
Tableau VI - 3 : Moments max des poutres secondaires intermédiaires.	62
Tableau VI - 4 : Moments max des poutres secondaires rives.	62
Tableau VI - 5 : Sections de ferrailage des poutres principales intermédiaires.	64
Tableau VI - 6 : Sections de ferrailage des poutres principales rives.....	64
Tableau VI - 7 : Sections de ferrailage poutres secondaires intermédiaires.....	64
Tableau VI - 8 : Sections de ferrailage des poutres secondaires rives.	65
Tableau VI - 9 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.....	70
Tableau VI - 10 : Sollicitations du premier genre.	71
Tableau VI - 11 : Sollicitations du deuxième genre.	71
Tableau VI - 12 : Sections de ferrailage des poteaux.....	76

SOMMAIRE

Remerciements	
Dédicace	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
Liste des notations et symboles	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale.....	1

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et des matériaux

I.1. Introduction :.....	2
I.2. Présentation du projet :	2
I.3. Caractéristique de la Structure :	2
I.3.1. Caractéristique géométrique :.....	2
I.3.2. Données du site :	3
I.4. Conception de l'ouvrage :.....	3
I.4.1. Ossature :.....	3
I.4.2. Les planchers :.....	4
I.4.3. Les escaliers :	4
I.4.4. Le revêtement :.....	4
I.4.5. La maçonnerie :.....	4
I.4.6. Les fondations :	4
I.4.7. Gaine d'ascenseurs :.....	4
I.5. Caractéristiques des matériaux :	4
I.5.1. Béton :	4
I.5.1.1. Résistances mécaniques du béton :.....	5
I.5.1.2. Contrainte limite :	5
I.5.1.3. Modules de déformation longitudinale (BAEL) :.....	7
I.5.1.4. Coefficients de poisson :.....	7
I.5.2. Acier :.....	7
I.5.2.1. Contrainte limite :.....	8

I.6. Les hypothèses de calcul (BAEL A.4.3,2) :.....	9
I.7. Les combinaisons de calculs :.....	10
I.8. Données adoptées pour cette étude :.....	11

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :	12
II.2. Pré dimensionnement des planchers :.....	12
II.3. Descente de charges :	12
II.4. Pré dimensionnement des poutres :	14
II.5. Pré dimensionnement des poteaux :	15
II.6. Pré dimensionnement des voiles :	19

Chapitre III :

Etude des planchers

III.2. Dimensionnement des poutrelles :	20
III.3. Méthodes de calcul des poutrelles :.....	21
III.3.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :	23
III.3.2. Détermination des sollicitations :	23
III.4. Vérifications :	29
III.5. Disposition du ferrailage :	31
III.6. Ferrailage de la dalle de compression :	32

Chapitre IV :

Etude des éléments secondaires

IV.1. L'acrotère :	34
IV.1.1. Introduction :	34
IV.1.2. Calcul des sollicitations :.....	34
IV.1.3. Calcul du ferrailage (ELU) :.....	35
IV.1.4. Les vérifications :	36
IV.1.5. Disposition du ferrailage :	38
IV.2. Balcon :	38
IV.2.1. Introduction :	38
IV.2.2. Calcul des sollicitations :.....	39
IV.2.3. Vérifications :	40
IV.2.4. Disposition du ferrailage :	40
IV. 3. Escaliers :	41
IV.3.1. Introduction :	41
IV.3.2. Dimensionnement de l'escalier :	41

IV.3.3. Evaluation des charges et surcharges :	42
IV.3.4. Calcul des sollicitations :	43
IV.3.4. Charges :	43
IV.3.5. Vérifications :	45
IV.3.6. Disposition du ferrailage :	48

Chapitre V :

Etude sismique

V.1. Introduction :	49
V.2. But de l'étude sismique :	49
V.3. Méthode de calcul :	49
V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 / Version 2003 :	49
V.5. Méthode d'analyse modale spectrale :	50
V.6. Modélisation :	50
V.6.1. Présentation du logiciel :	50
V.6.2. Etapes de la modélisation :	50
V.6.3. Spectre de réponse de calcul RPA99/V2003 (Art :4.3.3) :	52
V.6.4. Résultats de l'analyse :	53
V.7. Justification de la sécurité (vérifications confortements aux règles du RPA99/V2003) :	53
V.8. Calcul et vérification des déplacements :	56
V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	57
V.10. Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion :	58

Chapitre VI :

Etude des portiques et des voiles

VI.1. Introduction :	60
VI.2. Combinaisons des charges :	60
VI.3.1 Méthode de calcul :	61
VI.3.2. Les armatures longitudinales :	61
VI.3.3. Exemples de calcul :	62
VI.3.4. Vérifications :	65
VI.3.5. Disposition du ferrailage :	69
VI.4. Ferrailage des poteaux :	69
VI.4.1. Méthode de calcul :	69
VI.4.2. Ferrailage exigé par le RPA99/V2003 :	70
VI.4.3. Exemple de calcul :	71
VI.4.3.1. Les sollicitations défavorables :	71
VI.3.1.2. Calcul d'un poteau :	71

VI.4.4. Vérifications :	74
VI.4.5. Disposition du ferrailage :	77
VI.5. Etude des voiles :	77
VI.5.1. Introduction :	77
VI.5.2. Le système de contreventement :	78
VI.5.3. Principe de calcul :	78
VI.5.4. Ferrailage des voiles :	81
VI.5.4.1. Méthode de calcul :	81
VI.5.4.2. Calcul des armatures verticales :	83
VI.5.4.3. Calcul des armatures horizontales :	83
VI.5.4.4. Calcul des armatures transversales :	83
VI.5.5. Vérifications :	84
VI.5.6. Disposition des armatures :	84
VI.5.6.1. Armatures verticales :	84
VI.5.6.2. Armatures horizontales :	85
VI.5.6.3. Armatures transversales :	85

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :	87
VII.2. Stabilité des fondations :	87
VII.3. Choix du type de fondations :	87
VII.3.1. Définition :	88
VII.3.2. Mode de calcul du radier :	88
VII.3.3. Prédimensionnement du radier :	88
VII.4. Dimensions de la poutre de libage :	90
VII.5. Vérification des contraintes du sol :	90
VII.6. Longueur élastique :	90
VII.7. Ferrailage du radier :	91
VII.7.1. Evaluation des charges pour le calcul du radier :	91
VII.7.2. Méthode de calcul :	91
VII.7.3. Exemple de calcul :	92
VII.7.4. Vérification de l'espacement :	93
VII.7.5. Disposition du ferrailage :	93
VII.8. Ferrailage des poutres de libage :	95
VII.9. Armature de peau :	99
VII.10. Vérifications :	99

VII.11. Disposition du ferrailage :	100
Conclusion général.....	101
Références bibliographiques	

Introduction générale

Un ouvrage doit être conçu à ce qu'il présente durant sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis à vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments, et garder un bon comportement face aux sollicitations ou encore au confort de ses usagers.

Durant ces dernières années, on assiste à des phénomènes destructeurs tels que le séisme suscitant une grosse perte dans le monde. L'ingénieur est confronté à des défis, qui a pour but l'obtention des conceptions efficaces dites résistantes aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments.

Ce présent projet porte sur l'étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée et sept étages(R+7), implanté à Alger classée en zone fortement sismique (III) selon le règlement parasismique Algérien RPA99/Version2003.

Le calcul est effectué en utilisant les règlements de calcul et de vérifications du béton armé B.A.E.L 91 modifié 99, le règlement parasismique Algérien RPA99V/2003 et le DTR pour des charges et des surcharges.

On est amené dans cette étude à concevoir un bâtiment durable, stable, avec un état de résistance adéquat ; avec détermination des meilleures dimensions (coffrage et ferrailage) suffisantes pour les différents éléments de la structure en tenant compte du côté économique.

Cette étude comportera trois parties :

La première partie concernera la description générale du projet avec la présentation des caractéristiques des matériaux, en suite le pré dimensionnement des éléments structuraux et la descente de charges.

Dans la deuxième partie, nous nous intéresserons à l'étude des éléments secondaires (acrotère, escaliers et balcon)

En troisième partie, on fera l'étude dynamique du bâtiment. Pour ce faire, on optera pour le logiciel ETABS afin de modéliser et d'analyser ce bâtiment. Les résultats à déterminés concernent les informations dynamiques (périodes propres du bâtiment, efforts tranchants à la base, ...) ainsi que les différentes sollicitations dues au chargement appliqué.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et des matériaux

I.1. Introduction :

Pour bien mener une étude en génie civil, il est nécessaire à ce qu'on ait des connaissances préalables sur les caractéristiques géométriques de la structure ainsi que mécaniques des matériaux utilisés dans sa conception.

I.2. Présentation du projet :

On présente dans ce projet, l'étude complète des éléments résistants (structuraux et non structuraux), d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation implanté dans la Wilaya d'Alger qui est classée en zone fortement sismique (Zone III) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/V2003).

I.3. Caractéristique de la Structure :

I.3.1. Caractéristique géométrique :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Largeur en plan..... 12.1 m
- Longueur en plan..... 19.75 m
- Hauteur du RDC..... 3.20 m
- Hauteur d'étage courant..... 3.20 m
- Hauteur total..... 22.4 m

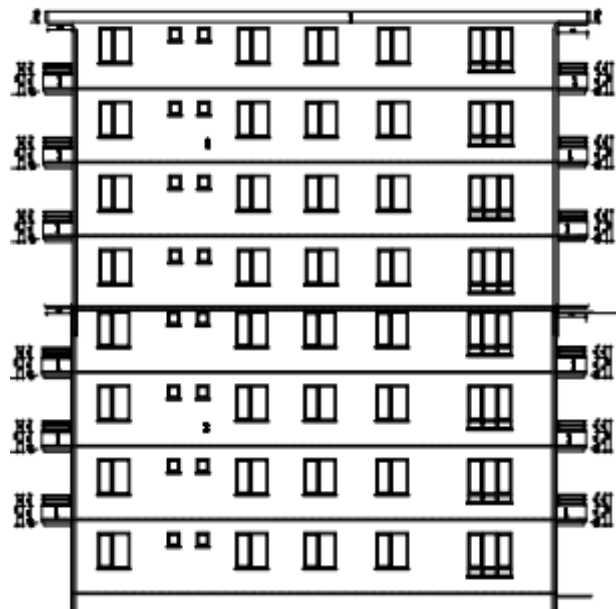


Figure I - 1 : Vue de façade.

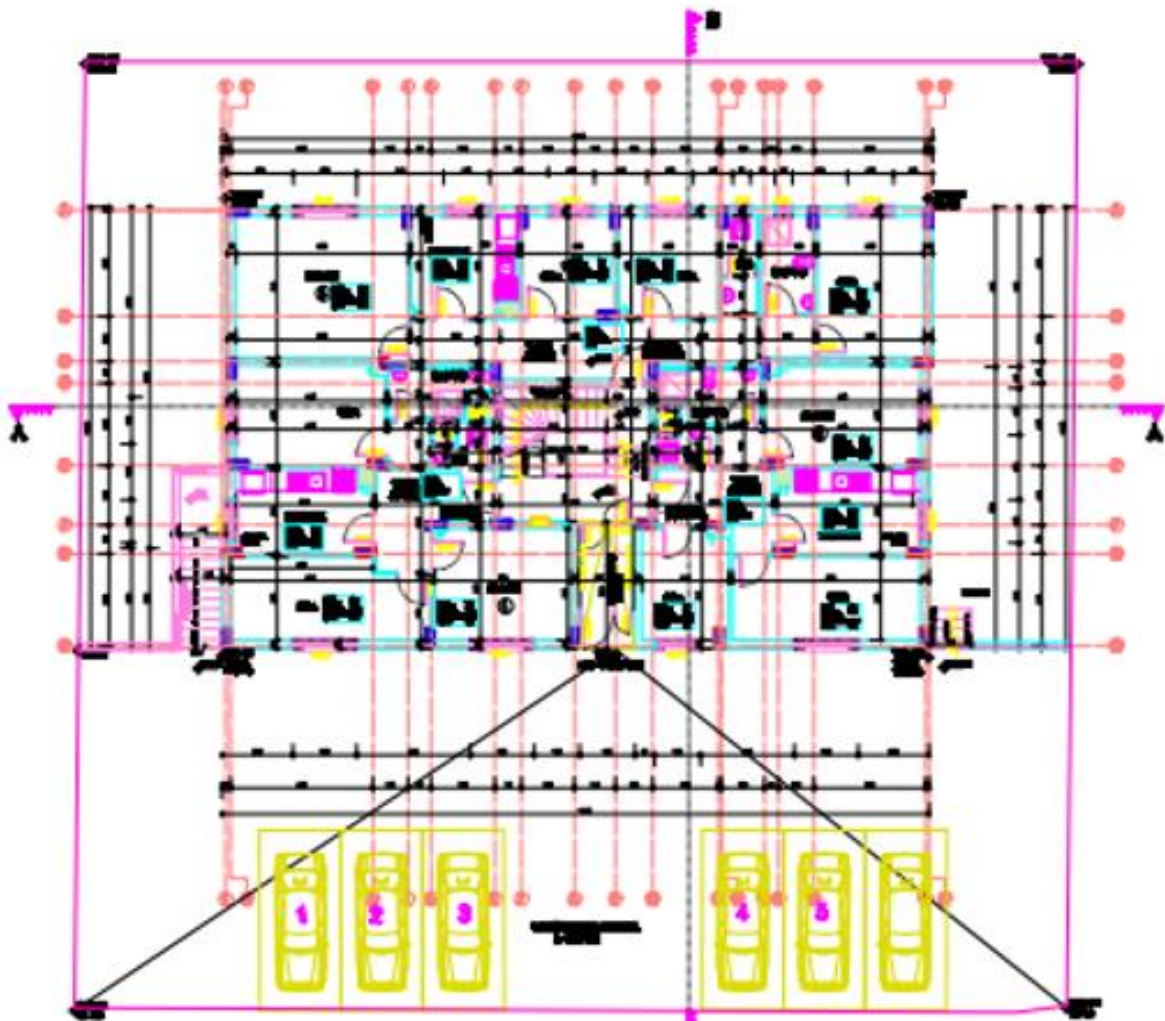


Figure I - 2 : Plan du RDC et étages.

I.3.2. Données du site :

Le sol d'assise présente les propriétés suivantes :

- Meuble (S3) avec une capacité portante de : $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$;
- Le poids volumique du sol $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$
- La cohésion $C = 0 \text{ KPa}$ avec un angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$
- Un ancrage de $D = 2.4 \text{ m}$.

I.4. Conception de l'ouvrage :

I.4.1. Ossature :

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (Voiles et portiques).

I.4.2. Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance : supporte son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique.

I.4.3. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre et constitués en béton armé. Dans notre projet, on a un escalier console.

I.4.4. Le revêtement :

C'est un élément qui recouvre une surface, pour la protéger et la consolider

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit en plâtre pour les plafonds et murs intérieurs sauf les pièces humides (la cuisine, salle de bain)
- Revêtement en carrelage pour les planchers courant et pour le plancher terrasse accessible pour notre cas.

I.4.5. La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont constitués par une double cloison en brique creuses, avec une épaisseur de (10 et 15) cm séparés par une lame de 5 cm.

Les murs intérieurs sont constitués d'une simple paroi de 10 cm d'épaisseur.

I.4.6. Les fondations :

Le sol en place est un sol meuble, donc la transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des fondations superficielles (radier général ; une semelle filante ou une semelle isolée).

I.4.7. Gaine d'ascenseurs :

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

I.5. Caractéristiques des matériaux :**I.5.1. Béton :**

Le béton résulte du mélange composé de ciment, eau de gâchage, granulats (Sables et gravillons) et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène.

Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis pour la composition de 1m³ de béton. Ce matériau résiste bien à la compression. Contrairement, il a une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- 400 kg de sable Cg < 5mm.
- 800 kg de gravillons 3/8, 8/15 et 15/25.
- 175L d'eau de gâchage.

Pour une bonne résistance à la traction, on ajoute des barres d'aciers et le béton devient armé dont la masse volumique de béton armé est de 25 kN/m³.

I.5.1.1. Résistances mécaniques du béton :

- **Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases} \quad \text{et}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases} \quad \text{et}$$

- **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275(f_{c28})^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{et}$$

I.5.1.2. Contrainte limite :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

L'état limite ultime est un état au-delà duquel, le bâtiment tend vers sa ruine. Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bc1} &= 2 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{bc2} &= \begin{cases} 3.5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \text{Min} (4.5 ; 0.025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa.} \end{cases} \end{aligned}$$

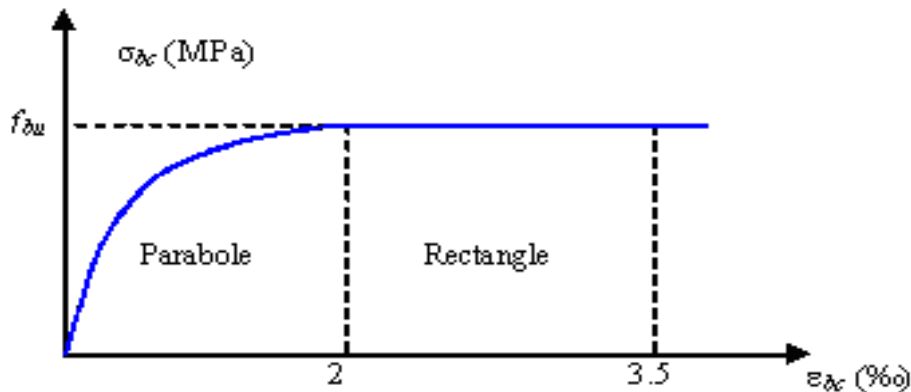


Figure I - 3 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations béton.

Contrainte ultime du béton en compression

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

- 1.5 pour les combinaisons normales ;
- 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Dans notre cas $f_{bu} = 14.2$ MPa

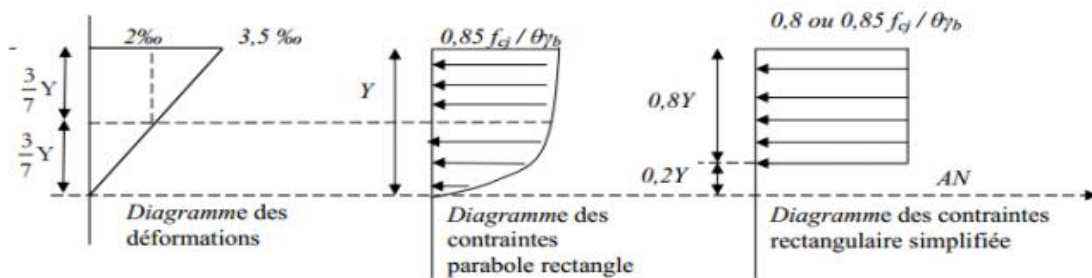


Figure I - 4 : Diagramme des contraintes.

- **Etat limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la structure ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour laquelle elle a été construite.

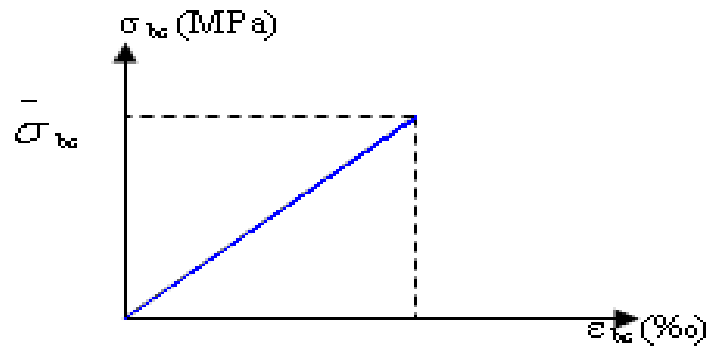


Figure I - 5 : Diagramme contrainte-déformation du béton de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

I.5.1.3. Modules de déformation longitudinale (BAEL) :

- **Module de déformation longitudinale différée** : Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, pour des charges d'application de longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) \quad \text{si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation longitudinale instantanée** : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h

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

I.5.1.4. Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale.

Le coefficient de poisson selon le BAEL (A 2.1,3) :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.5.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction, au cisaillement et à la torsion.

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.
- Acier naturel FeE215, FeE235 (pour les cadres).
- Acier à haute adhérence FeE400, FeE500 (pour les armatures principales)
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3.5 \text{ mm}$.

I.5.2.1. Contrainte limite :

- **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation

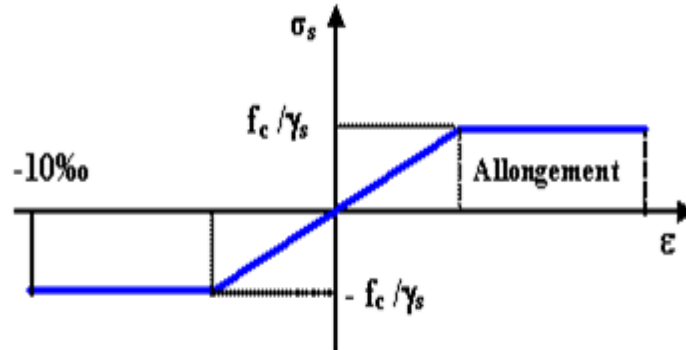


Figure I - 6 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1 \rightarrow$ Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ Cas de situations durable ou transitoire.

Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)

$\sigma_s = 204.34$ MPa Situation durable ou transitoire

$\sigma_s = 235$ MPa Situation accidentelle

A haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)

$\sigma_s = 348$ MPa Situation durable et transitoire

$\sigma_s = 400$ MPa Situation accidentelle

L'allongement relatif de l'acier $\varepsilon_s = \frac{\Delta l}{L}$

- **Etat limite de service :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures, la vérification de la contrainte se fait :

Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec } \bar{\sigma}_s = \min \left(f_e \times \frac{2}{3}, 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec } \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

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

Dans notre cas $\sigma_s = 348$ MPa.

I.6. Les hypothèses de calcul (BAEL A.4.3,2) :

- **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une charge constante ou très peu dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la Structure
- Le poids de cloison, revêtements, superstructure
- La déformation imposée par la structure.

- **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une charge qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitation
- Les charges climatiques (Neige et Vent)
- Les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles :**

Elles sont des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les séismes
- Les explosions
- Les feux
- Les chocs

A l'état limite ultime (L'ELU) :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre les armatures de l'acier et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement du béton est limité à : 3.5‰ en flexion simple et composée de 2‰ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à 10‰.
- Le diagramme de déformation d'une section à l'ELU représenté par une droite, doit obligatoirement passer par l'un des pivots A, B, C (règle des trois pivots).

Règle 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 limite que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminés 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 , C appelés pivots

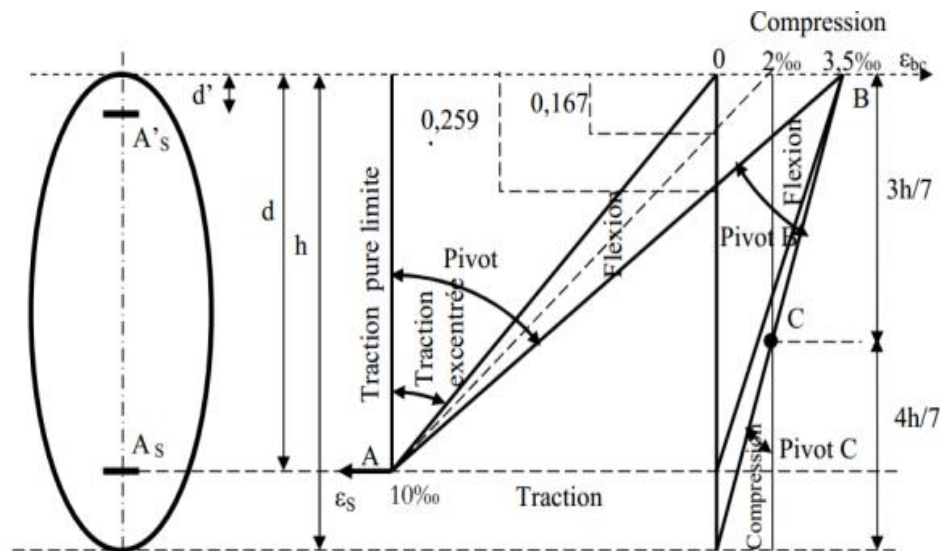


Figure I - 7 : Diagramme des déformations limites de la section trois domaines et trois pivots.

En résumé :

- **Le pivot A** : Ce domaine correspond aux sollicitations traction, flexion simple et composé. L'état limite atteint dans l'acier (Allongement unitaire de l'acier : 10 ‰)
- **Le pivot B** : Ce domaine correspond à la sollicitation de flexion avec l'état limite ultime atteint dans le béton (Raccourcissement unitaire du béton : 3,5 ‰)
- **Le pivot C** : Ce domaine correspond à la sollicitation compression simple ou composée (Raccourcissement unitaire du béton : 2 ‰)

I.7. Les combinaisons de calculs :

Les combinaisons de calculs à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations sont :

Sollicitation durable :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

Sollicitation accidentelle :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G+Q \pm 1.2E$

I.8. Données adoptées pour cette étude :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction du béton est : $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ MPa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E = 32164.19$ MPa.

Pour les armatures de l'acier :

- Longitudinales : on a choisi le f_e E400 (HA)
- Transversales : on a choisi le f_e E235 (RL)
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : f_e E235 (HA)

Chapitre -II-

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage afin qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations auxquelles ils sont soumis tels que :

- Sollicitations verticales concernant les charges gravitaires.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le Règlement Parasismique Algérienne RPA99/V2003, le Béton Armé à l'Etat Limite BAEL91...

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

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

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

Avec :

L : la portée maximale entre nus d'appuis ;

h_t : hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{420-30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.33 \text{ cm}$$

Plancher corps creux (16+4) = 20 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm: épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm: épaisseur de la dalle de compression} \end{array} \right.$$

II.3. Descente de charges :

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant d'un élément porteur de la structure depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

On aura à considérer :

- Le poids des planchers terrasse et étages courants,
- Le poids des poutres principales et secondaires.

Le plancher terrasse peut-être accessible ou inaccessible. Le plancher terrasse inaccessible sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

Plancher terrasse accessible :

Tableau II - 1 : Descente de charges terrasses accessible (selon le DTR BC 2-2).

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (Cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	2	0.20	0.6
2	Mortier	2	0.20	0.4
3	Sable	2	18	0.36
4	Asphalte coule sable	/	0.50	0.50
5	Forme en pente	6	22	1.32
6	Plaque de liège	2	4	0.08
7	Plancher 16+4	/	2.75-2.85	2.80
8	Enduit en ciment	2	0.18	0.36
				G terrasse = 6.22
				Q terrasse = 1.50

Plancher étage courant :

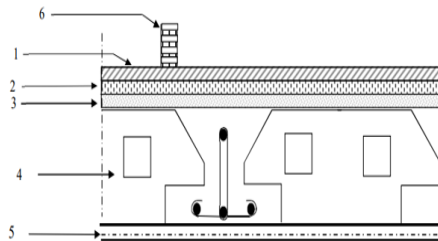


Figure II - 1 : Plancher étage courant.

Tableau II - 2 : Descente de charges étage courant (selon DTR BC 2-2).

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.2	0.4
3	Sable fin	2	18	0.36
4	Plancher (16+4)	/	2.75-2.85	2.80
5	Enduit en plâtre	2.5	0.1	0.25
6	Cloison	15	9	1.35
				G étage = 5.56
				Q étage = 1.5

Murs extérieurs de façade :

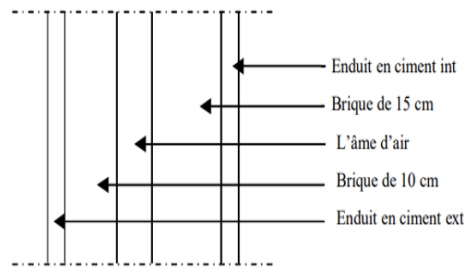


Figure II - 2 : Coupe transversale du mur extérieur.

Tableau II - 3 : Descente de charges murs extérieurs (selon DTR BC 2-2).

N°	Désignations	Epaisseur (cm)	Poids surfaciques (kN/m ²)	Poids(kN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	2.5	0.18	0.45
2	Paroi en brique creuse	10	9	0.90
3	Paroi en brique creuse	15	9	1.35
4	Enduit en plâtre	1.5	0.10	0.15
				G_{mur} = 2.85

Une majoration de 80% pour le poids des vides (fenêtre, porte... qui constitue 20%) :

$$G_{mur} = 2.85 \times 80\% = 2.28 \text{ KN/m}^2.$$

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments de structure qui supporte les charges du plancher soumise à la flexion simple reposants elle-même sur des porteurs verticaux.

On a deux types de poutres : porteuses (principales) et non porteuse (secondaires).

- Selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité pour les poutres est défini comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \text{ avec } d = 0.9h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ d : \text{ hauteur utile} \\ l : \text{ la plus grande portée entre axe} \end{array} \right.$$

- Selon le RPA99/V2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

- **Les poutres principales :** la plus grande portée dans le sens longitudinal entre axe des poutres principales. Elle supporte des poutres secondaires et reposants elle-même sur des porteurs verticaux.

$$\begin{cases} L_{\max} = 515 \text{ cm} \\ d = 0.9 h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 34.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 51.5 \text{ cm} \\ h_{pp} = 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 12.15 \text{ cm} \leq b_{pp} \leq 16.2 \text{ cm} \\ b_{pp} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Selon le RPA99/V2003, les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b_{pp} \geq 20 \text{ cm} \\ h_{pp} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_{pp}}{b_{pp}} < 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b_{pp} = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_{pp} = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_{pp}}{b_{pp}} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte comme section des poutres principales :

PP (30 × 45) cm².

- **Les poutres secondaires** : perpendiculaires aux poutres principales, elles ont un rôle de chaînage. Il s'agit de la plus grande portée dans le sens transversal entre axe des poutres secondaires.

$$\begin{cases} L_{\max} = 420 \text{ cm} \\ d = 0.9 h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 28 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 42 \text{ cm} \\ h_{ps} = 40 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 10.8 \text{ cm} \leq b_{ps} \leq 14.4 \text{ cm} \\ b_{ps} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Selon le RPA99/V2003, les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b_{pp} \geq 20 \text{ cm} \\ h_{pp} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_{pp}}{b_{pp}} < 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_{ps}}{b_{ps}} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte comme section des poutres secondaires :

PS (30 × 40) cm².

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments verticaux qui supportent les poutres principales et assurent la transmission des charges de la superstructure à l'infrastructure.

Surface afférente :

C'est la surface du plancher supportée par le poteau le plus sollicité.

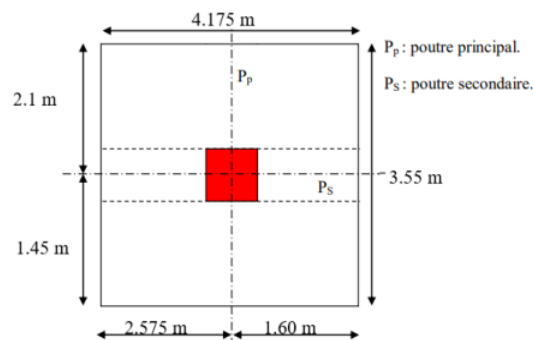


Figure II - 3 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.

$$S_{\text{afférente}} = L_{pp} \times L_{ps} = [(4.175 - 0.3) \times (3.55 - 0.3)] = 12.60 \text{ m}^2.$$

La loi de dégression des surcharges : C'est la loi qui permet de calculer les surcharges d'exploitations verticales dans le cas des bâtiments de plus de cinq étages. On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

- Sous terrasse : Q_0
- Sous étage 1 : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage 2 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage 3 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage 4 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous étage n : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ pour $n \geq 5$.

Tableau II - 4 : Dégression en fonction du nombre d'étage.

Niveaux	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$N_{q0} = Q_0$	1.5
7	$N_{q1} = Q_0 + Q_1$	3
6	$N_{q2} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	4.35
5	$N_{q3} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.55
4	$N_{q4} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.6
3	$N_{q5} = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.5
2	$N_{q6} = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	8.25
1	$N_{q7} = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.96

L'effort normal dû aux charges permanentes N_G :

- Le poids des poutres

Poutres principales : $G_{pp} = \gamma_{BA} \times b_{pp} \times h_{pp} \times L_{pp} \times n = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times \left(\frac{5.15+3.20}{2}\right) = 112.73 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $G_{ps} = \gamma_{BA} \times b_{ps} \times h_{ps} \times L_{ps} \times n = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times \left(\frac{4.20+2.90}{2}\right) \times 8 = 85.2 \text{ KN}$

- Le poids du plancher

Terrasse : $G_T = G_{\text{terrasse}} \times S_{\text{afférente}} = 6.22 \times 12.60 = 78.37 \text{ KN}$

RDC+ Etage : $G_{E+RDC} = G_{\text{étage}} \times S_{\text{afférente}} \times 7 = 5.56 \times 12.60 \times 7 = 490.40 \text{ KN}$

$G_{pl} = G_T + G_{E+RDC} = 568.77 \text{ KN}$

$$N_G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} = 568.77 + 112.73 + 85.2 = 766.7 \text{ KN.}$$

L'effort normal dû aux charges d'exploitations N_Q :

$$N_Q = Q_{totale} \times S_{afférente} = 8.96 \times 12.60 = 112.90 \text{ KN.}$$

Majoration de l'effort normal :

De 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans les bâtiments comportant au moins trois travées.

$$N_G = 766.7 \times 1.1 = 843.37 \text{ KN}$$

$$N_Q = 112.90 \times 1.1 = 124.20 \text{ KN}$$

$$N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_u = (1.35 \times 843.37) + (1.5 \times 124.20) = 1324.85 \text{ KN}$$

$$N_u = 1324.85 \text{ KN.}$$

Détermination de la section transversale du poteau (a × b) : On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il ne flambe pas : c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

- **Détermination de « a » :**

λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)

l_f : Longueur de flambement.

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

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

B : Section du poteau $B = a \times b$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{i} \leq 50$$

Avec :

$$L_0 : \text{hauteur d'étage} = 3.20 \text{ m} \Rightarrow L_f = 0.7 \times 320 = 224 \text{ cm}$$

$$B = b \cdot a \text{ et } I = \frac{b \cdot a^3}{12} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{224}{0.289a} \leq 50 \right) \rightarrow \left(a \geq \frac{224}{0.289 \times 50} \geq 15.50 \text{ cm} \right)$$

On prend : **a = 50 cm.**

- **Détermination de « b » :**

L'effort normal ultime N_u est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \theta \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \\ \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \end{array} \right.$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression)

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha=f(\lambda)$).

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

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

A_s : Section de l'acier comprimée zone II_b : $A_s = 0.9\% B_r$

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = ((a-2) (b-2)) \text{ cm}^2$).

$$B_r = (50-2) (b-2) = 48(b-2) \Rightarrow A_s = \frac{0.9}{100} \times 33(b-2) = 0.224(b-2)$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{224}{0.289 \times 50} = 15.50 < 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{15.50}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$(b-2) \geq \frac{1324.85 \times 10^3}{0.82\left(\frac{48 \times 25.10^2}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.9 \times 48 \times 400.10^2}{100 \times 1.15}\right)} \Rightarrow (b-2) \geq 15.55 \text{ cm} \Rightarrow b \geq 17.55 \text{ cm}$$

On prend **b = 50 cm**.

Vérification des conditions du RPA99 /V2003 :

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) > 25\text{cm}; \text{ Min}(50,50) = 50 \text{ cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a, b) > \frac{h_e}{20}; \quad \text{Min}(50,50) = 50 > \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad \quad 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

On a 3 types de coffrages pour poteaux :

Type 1 : R.D.C ; premier étage ; deuxième étage : (50 × 50) cm².

Type 2 : troisième étage ; quatrième étage ; cinquième étage : (45 × 45) cm².

Type 3 : sixième étage ; septième étage : (40 × 40) cm².

Tableau II - 5 : Récapitulation du pré dimensionnement des poutres et poteaux.

Niveaux	Poteaux (cm ²)	Poutres principales (cm ²)	Poutres secondaires (cm ²)
R.D.C, 1 ^{er} et 2 ^{ème}	(50 × 50)	(30 × 45)	(30 × 40)
Du 3 ^{ème} au 5 ^{ème}	(45 × 45)	(30 × 45)	(30 × 40)
Du 6 ^{ème} au 7 ^{ème}	(40 × 40)	(30 × 45)	(30 × 40)

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales (charges et surcharges) et les transmettre aux fondations mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme. D'après le (RPA99 version 2003) sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : Longueur du voile, e : Epaisseur du voile

L'épaisseur des voiles (voile périphérique ou de contreventement) est déterminée à partir des règles parasismiques algériennes (version 2003). D'où leur épaisseur minimale est de 15 cm. En plus, elle est en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Notre projet en R+7 nécessite des voiles de contreventement.

Niveau RDC et étages : $h_e = 320$ cm

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \rightarrow e \geq \max\left(\frac{320}{25}; \frac{320}{22}; 15\right) \rightarrow e \geq \max(12.8; 14.54; 15) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20$ cm

$L \geq 4 \times 20 = 80$ cm donc on prend $L = 80$ cm.

Chapitre -III-

Etude des planchers

III.1. Introduction :

Les planchers servent de surfaces horizontales qui délimitent les niveaux, ils sont chargés de supporter les sollicitations et d'assurer leur transmission aux éléments porteurs.

Pour les bâtiments d'habitations, on utilise surtout le plancher à corps creux, qui est composé du corps creux, de poutrelles et d'une dalle de compression armée car :

- La mise en œuvre est facile ;
- Le plancher est relativement léger ;
- Idéal pour la construction des vides sanitaires ;
- Isolation thermique améliorée.

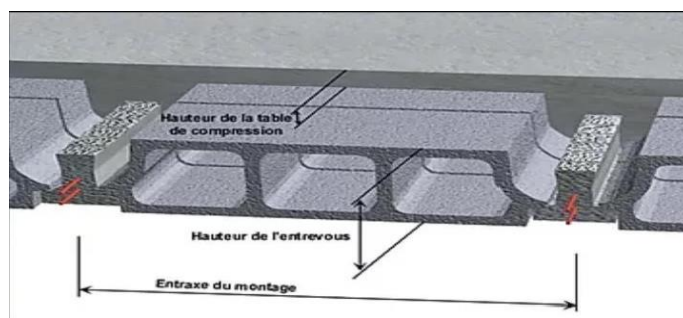


Figure III - 1 : Plancher à corps creux.

Corps creux : généralement en béton sont disposées entre les poutrelles et servent de coffrage à la dalle coulées sur toute la surface du plancher.

Les poutrelles : en béton armé coulées sur place ou préfabriquées ont la forme d'un T renversé ; les armatures entièrement enrobées de béton sont disposées perpendiculairement aux sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

La dalle de compression : armée d'un simple quadrillage d'armature de compression (treillis soudés) et son rôle est de transmettre les charges et éviter les fissures du béton.

III.2. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles fonctionnent comme des sections en T, disposées perpendiculairement au sens porteur et sur lesquelles s'appuient les hourdis.

Notre plancher est en corps creux d'épaisseur 20cm (16+4) cm, il est considéré comme un élément travaillant dans une seule direction.

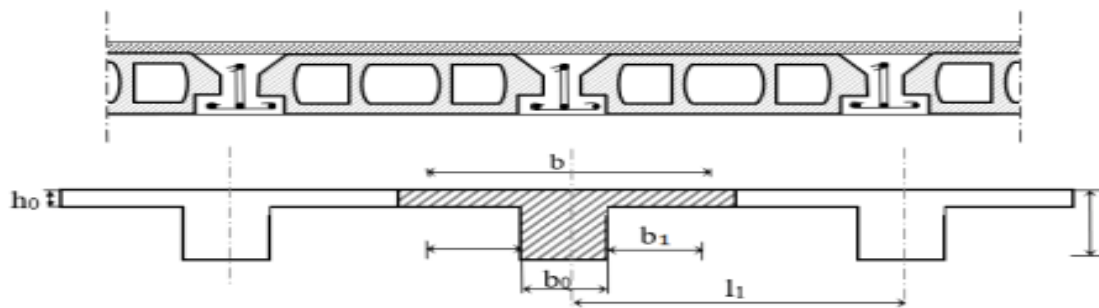


Figure III - 2 : Coupe d'un plancher à corps creux et schéma explicatif de la poutrelle.

h_t : Hauteur totale du plancher..... $h_t = 20$ cm
 h_0 : hauteur de la dalle de compression $h_0 = 4$ cm
 b_0 : portée de la nervure $b_0 = 12$ cm
 L : Portée entre nus d'appui de la travée considérée..... $L = 3.90$ m
 b : largeur de la dalle..... $b = 2b_1 + b_0$
 l_1 : Distance entre axes des nervures..... $l_1 = 65$ cm

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \Rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65$ cm.

Tableau III - 1 : Dimensions poutrelle.

h_t	h_0	h	b_0	b_1	b
20 cm	4 cm	16 cm	12 cm	26.5 cm	65 cm

III.3. Méthodes de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite "méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

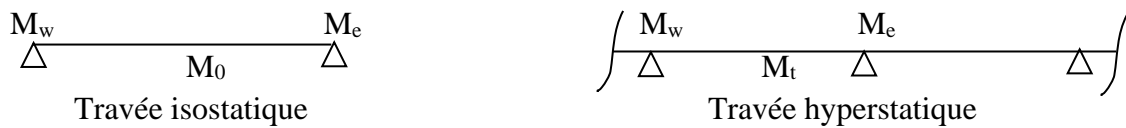
- **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25
 $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

• **Principe de calcul :**

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



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

$$M_t \geq \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq M_0 \frac{(1+0.3\alpha)}{2} \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq M_0 \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} \text{ dans une travée de rive}$$

Avec :

M₀ : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

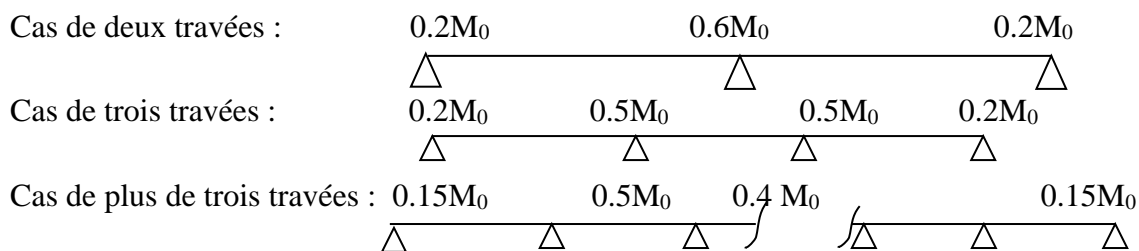
M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

M_e : moment sur l'appui droit de la travée

α = Q / (G+Q) rapport des charges d'exploitation à la somme des G et Q.

- **Valeurs des moments aux appuis :**

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :



- **Effort tranchant**

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

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

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$$

III.3.1. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

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

Plancher R.D.C, 1^{er} au 6^{ème} étage : $G = 5.56\text{KN/m}^2$ et $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11.12 \text{ KN/m}^2$Condition vérifiée.

Plancher terrasse : $G = 6.22 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 12.44 \text{ KN/m}^2$Condition vérifiée.

- Poutrelle à inertie constante ($I = C^{\text{Ste}}$).....Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable.....Condition vérifiée.
- $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$Condition non vérifiée.

Puisque le rapport $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$ non satisfait on utilisera les valeurs forfaitaires pour le calcul des planchers.

III.3.2. Détermination des sollicitations :

Tableau III - 2 : Différentes charges des poutrelles.

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	E.L.U $q_u = (1.35G+1.5Q)b$ (KN/m)	E.L.S $q_s = (G+Q)b$ (KN/m)
Terrasse accessible	6.22	1.5	0.65	6.92	5.02
Etage courant	5.56	1.5	0.65	6.34	4.60

I. Plancher étage courant :

On a le type de poutrelles :

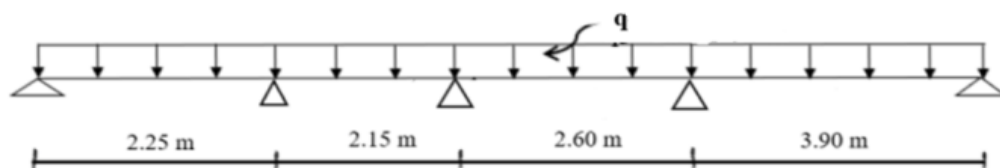


Figure III - 3 : Schéma statique poutrelle.

A l’ELU : $q_u = 6.34 \text{ KN/m}$

Moment isostatique : $M_{0 \max} = \frac{q_u \times (L_{\max})^2}{8} = \frac{6.34 \times (3.90)^2}{8} = 12.05 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{0 \max} = 0.85 \times 12.05 = 10.24 \text{ KN.m}$

Sur appuis :

Appui de rive : $M_{a \text{ rive}} = 0.2 \times M_{0 \max} = 0.2 \times 12.05 = 2.41 \text{ KN.m}$

Appui intermédiaire : $M_{a \text{ int}} = 0.5 \times M_{0 \text{ max}} = 0.5 \times 12.05 = 6.03 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{2.41 - 6.03}{3.90} + \frac{6.34 \times 3.90}{2} = 11.43 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{2.41 - 6.03}{3.90} - \frac{6.34 \times 3.90}{2} = -13.30 \text{ KN}$$

A P'ELS : $q_s = 4.60 \text{ KN/m}$

Moment isostatique : $M_{0 \text{ max}} = \frac{q_s \times (L_{\text{max}})^2}{8} = \frac{4.60(3.90)^2}{8} = 8.75 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{0 \text{ max}} = 0.85 \times 8.75 = 7.44 \text{ KN.m}$

Sur appuis :

Appui de rive : $M_{a \text{ rive}} = 0.2 \times M_{0 \text{ max}} = 0.2 \times 8.75 = 1.75 \text{ KN.m}$

Appui intermédiaire : $M_{a \text{ int}} = 0.5 \times M_{0 \text{ max}} = 0.5 \times 8.75 = 4.34 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q_s \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{1.75 - 4.34}{3.90} + \frac{4.60 \times 3.90}{2} = 8.31 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_s \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{1.75 - 4.34}{3.90} - \frac{4.60 \times 3.90}{2} = -9.63 \text{ KN}$$

- **Détermination du ferrailage (armatures longitudinales) :**

Le ferrailage sera calculé en fonction des sollicitations les plus défavorables et pour des raisons d'exécution, le ferrailage adopté sera généralisé sur toutes les poutrelles.

$M_t = 10.24 \text{ KN.m}$

$M_{a \text{ rive}} = 2.41 \text{ KN.m}$

$M_{a \text{ int}} = 6.03 \text{ KN.m}$

➤ **En travée :** $M_t = 10.24 \text{ KN.m}$

Pour une section en T, il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table :

$$M_{\text{table}} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14.2 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t = 10.24 \text{ KN.m} < M_{\text{table}} = 59.07 \text{ KN.m}$

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

$$d = 0.9 h_t = 18 \text{ cm} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10.24 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.983$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.24 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

$$V_2 = \frac{(b \times h_0 \times (h_t - \frac{h_0}{2})) + (b_0 \times (h_t - h_0) \times (\frac{h_t - h_0}{2}))}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))} = \frac{(65 \times 4 \times (20 - \frac{4}{2})) + (12 \times (20 - 4) \times (\frac{20 - 4}{2}))}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))}$$

$$V_2 = 13.75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13.75 = 6.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b-b_0) \times (V_1 - h_0))^3}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3} = \frac{65 \times 6.25^3 - ((65-12) \times (6.25-4))^3}{3} + \frac{12 \times (20-6.25)^3}{3}$$

$$I = 15486.91 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{15486.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 13.75 \times 400} = 0.36 \text{ cm}^2 < A_s = 1.66 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3T10 : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis de rive :** $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \text{ rive}} = 2.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.41 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.056$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.41 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2 > A_s = 0.40 \text{ cm}^2$$

On opte pour 1T12 filante : $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis intermédiaires :** $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \text{ int}} = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ int}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.03 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.11 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11}) = 0.146$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.942$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ int}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.03 \times 10^3}{0.942 \times 18 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{1 \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{1548.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2 < A_s = 1.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour 1T10 filante +1T10 chapeau : $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

- **Détermination du ferrailage (armatures transversales A_t) :**

Diamètre : $\Phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L)$

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 12) = 5.71 \text{ mm}$$

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

E spacements des cadres :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \\ S_t \leq \min(16.2 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} S_t \leq 16.2 \text{ cm donc on prend } S_t = 16 \text{ cm.}$$

D'après le RPA99/V2003,

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante: $S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

II. Plancher terrasse accessible :

$$\begin{cases} q_u = 6.92 \text{ KN/m} \\ q_s = 5.02 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les sollicitations qui agissent sur la terrasse sont calculées à l'aide du logiciel RDM6.

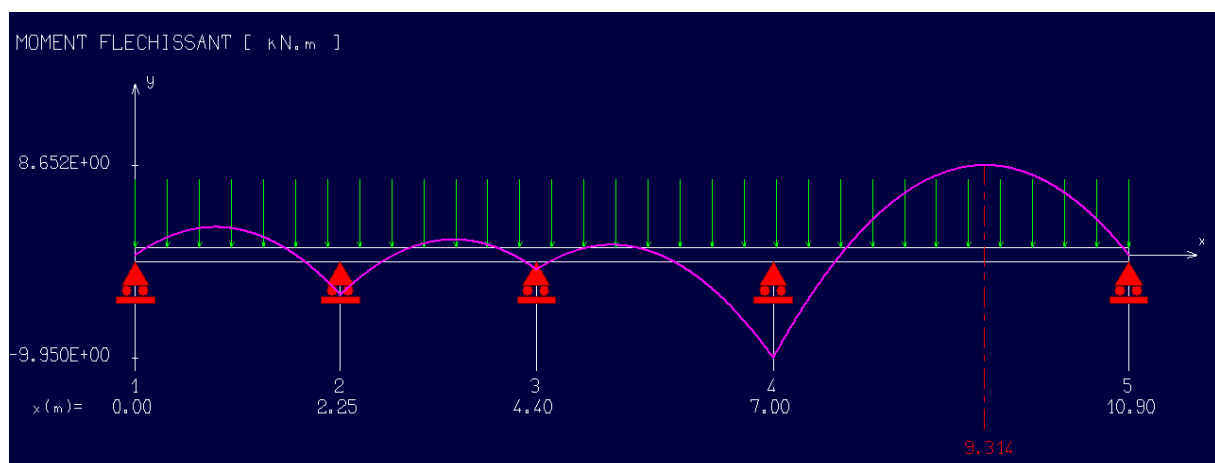


Figure III - 4 : Diagramme moment fléchissant terrasse accessible.

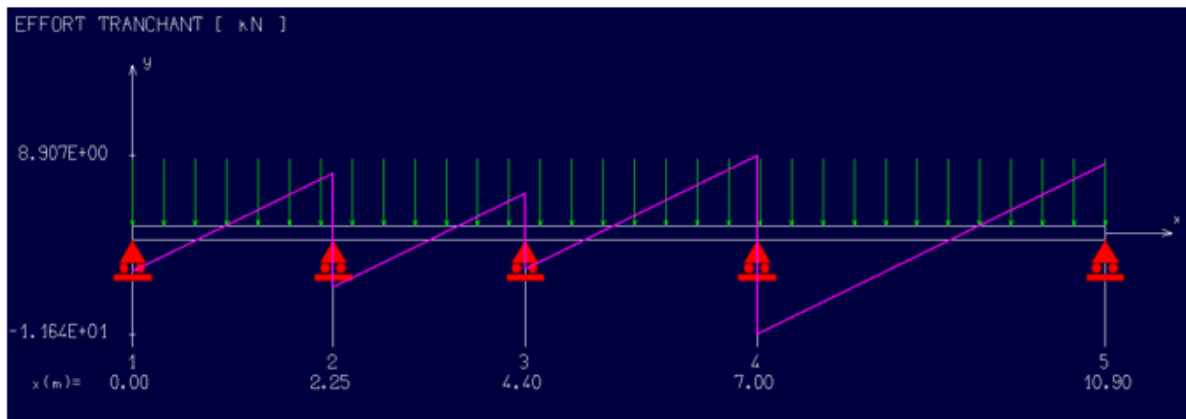


Figure III - 5 : Diagramme effort tranchant terrasse accessible.

+-----+ Efforts intérieurs [kN kN.m MPa] +-----+			
	Ty = Effort tranchant	Mfz = Moment fléchissant	Sxx = Contrainte normale
Noeud	Ty	Mfz	Sxx
1	-6.08	0.00	0.00
2	9.49	-3.85	-96.65
2	-8.57	-3.85	-96.65
3	6.31	-1.42	-35.60
3	-5.71	-1.42	-35.60
4	12.28	-9.95	-249.97
4	-16.05	-9.95	-249.97
5	10.94	-0.00	-0.00

Moment flechissant maximal = 8.65 kN.m à 9.314 m
 Moment flechissant minimal = -9.95 kN.m à 7.000 m
 Contrainte normale maximale = 249.97 MPa à 7.000 m
 Contrainte normale minimale = -249.97 MPa à 7.000 m

Figure III - 6 : Sollicitations obtenues par RDM6.

A l'ELU : $q_u = 6.92 \text{ KN/m}$

Moment isostatique : $M_{0 \max} = \frac{q_u \times (L_{\max})^2}{8} = \frac{6.92(3.90)^2}{8} = 13.16 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_{a \text{ rive}} = 0.2 \times M_{0 \max} = 0.2 \times 13.16 = 2.63 \text{ KN.m}$

A l'ELS : $q_s = 6.34 \text{ KN/m}$

Moment isostatique : $M_{0 \max} = \frac{q_s \times (L_{\max})^2}{8} = \frac{5.02(3.90)^2}{8} = 9.54 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_{a \text{ rive}} = 0.2 \times M_{0 \max} = 0.2 \times 9.54 = 1.91 \text{ KN.m}$

Les sollicitations retenues pour le calcul de ferrailages sont :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 8.65 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ int}} = 9.95 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 2.63 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 16.05 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t = 6.28 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ int}} = 7.22 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive}} = 1.91 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14.70 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Détermination du ferrailage (armatures longitudinales) :**

$$M_t = 8.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ rive}} = 2.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ int}} = 9.95 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :** $M_t = 8.65 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{table}} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14,2 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.65 \text{ KN.m} < M_{\text{table}} = 59.07 \text{ KN.m}$$

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

$$d = 0.9 h_t = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8.65 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.030 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.030}\right) = 0.038$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.985$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.65 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 1.40 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))} = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))}$$

$$V_2 = 13.75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13.75 = 6.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b-b_0) \times (V_1 - h_0))^3}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3} = \frac{65 \times 6.25^3 - ((65-12) \times (6.25-4))^3}{3} + \frac{12 \times (20-6.25)^3}{3}$$

$$I = 1548.91 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{1548.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 13.75 \times 400} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.40 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.36 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3T10 : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis de rive :** $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \text{ rive}} = 2.63 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.63 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.048 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}\right) = 0.062$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.975$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.63 \times 10^3}{0.975 \times 18 \times 348} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{1548.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2 > A_s = 0.43 \text{ cm}^2$$

On opte pour 1T12 filante : $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis intermédiaires :** $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \text{ int}} = 9.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ int}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.95 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.18 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.18}) = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ int}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.95 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 348} = 1.76 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{1548.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2 < A_s = 1.76 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2T12 : $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

- **Détermination du ferrailage (armatures transversales A_t) :**

$$\text{Diamètre : } \Phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L)$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 12) = 5.71 \text{ mm}$$

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

Espacements des cadres :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \\ S_t \leq \min(16.2 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} S_t \leq 16.2 \text{ cm donc on prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

D'après le RPA99/V2003,

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante: $S_t \leq 15\Phi_t \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

III.4. Vérifications :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

T_u : effort tranchant maximal

Plancher terrasse :

$$T_u = 16.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16.05 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.74 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4.5 \text{ MPa}; 7 \text{ MPa} \} = 4.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement.

Etage courant :

$$T_u = 13.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{13.30 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.62 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3.3 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

En travée : $M_{ser} = 6.28 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

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

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

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 2.36 \text{ cm}^2.$$

$$32.5y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0 \Rightarrow 32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

$y = 3.92 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A(d - y)^2 = \frac{65(3.92)^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 3.92)^2 = 1803.55 \text{ cm}^4$$

Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{6.28 \times 10^3}{1803.55} \times 3.92 = 13.65 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les aciers tendus : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{6.28}{1803.55} \times (18 - 3.92) = 0.73 \text{ MPa}$$

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

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 267 \text{ MPa} ; 202 \text{ MPa} \} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 0.73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{390} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{390} = 0.05 > \frac{6.28}{15 \times 9.54} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{A_{s \max}}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée .} \end{array} \right.$$

Calcul de la flèche : $f_{cal} \leq \overline{f}_{adm}$

$$E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{tj}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{6.34 \times 3.90^4}{32164.20 \times 15486.91} = 3.83 \text{ mm}$$

$$\overline{f}_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{3900}{200} = 19.5 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = 3.83 \text{ mm} < \overline{f}_{adm} = 19.5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5. Disposition du ferrailage :

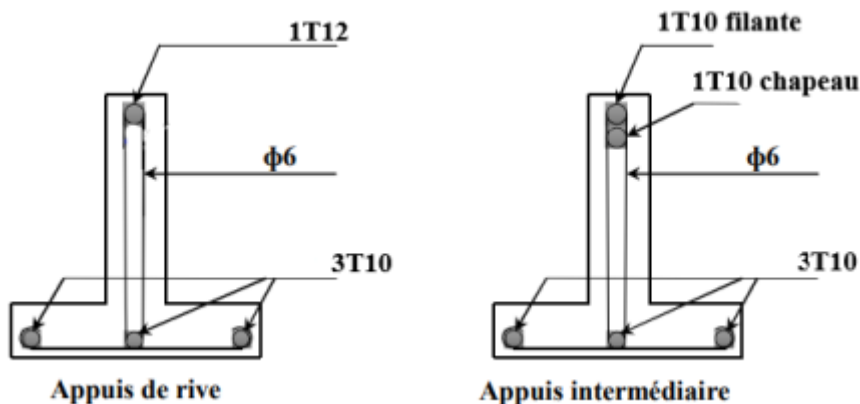


Figure III - 7 : Disposition du ferrailage étage courant.

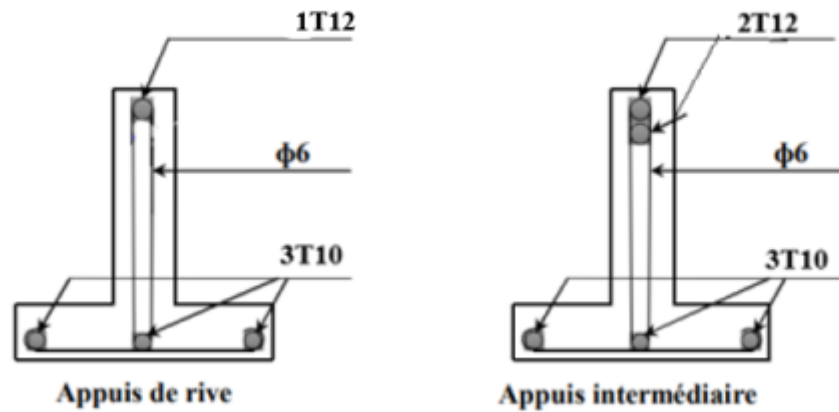


Figure III - 8 : Disposition du ferrailage terrasse accessible.

III.6. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser : 20 cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles. 33 cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

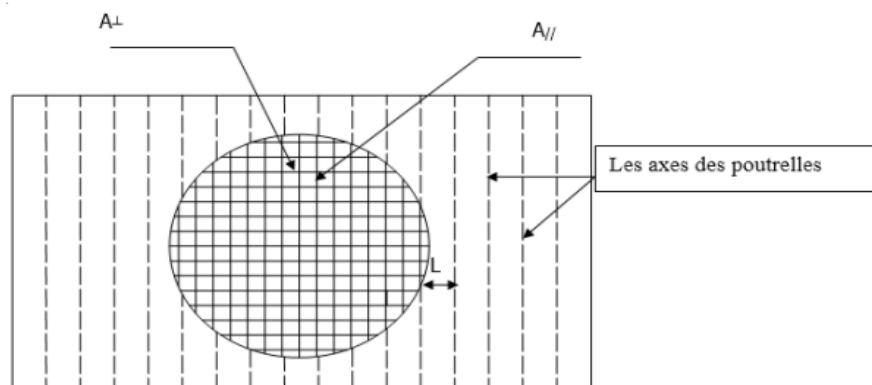


Figure III - 9 : Ferrailage de la dalle de compression.

Section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \text{ (cm}^2\text{/ml) si } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4L/f_e \text{ (cm}^2\text{/ml) si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :

L : l'écartement entre axe des nervures.

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2$$

$$L = 0.65 \text{ m}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$50 \text{ cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$

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

$A_{//} \geq 1.41 / 2 = 0.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : $A_{//} = 5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend un quadrillage de section $5\Phi 6$ avec un espacement de 20 cm.

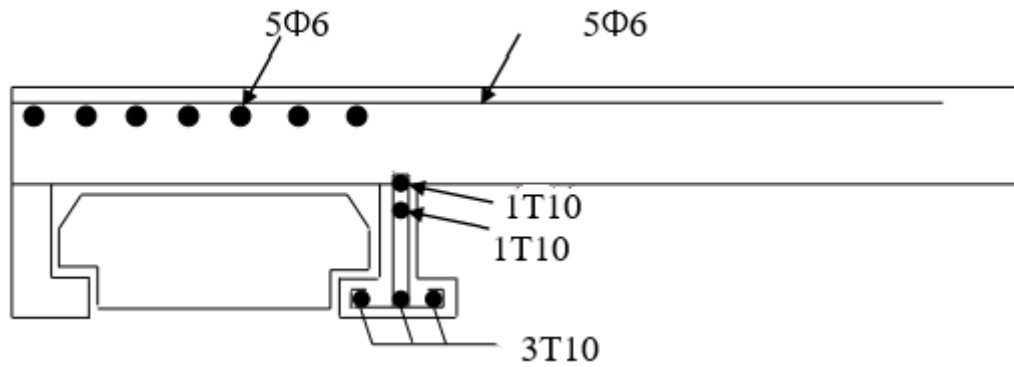


Figure III - 10 : Ferrailage du plancher en corps creux.

Chapitre -IV-

Etude des éléments secondaires

IV.1. L'acrotère :

IV.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de façade situé au-dessus de la terrasse, à la périphérie du bâtiment. C'est un dispositif de protection en béton armé qui marque la limite d'un bâtiment. Bien qu'il ne s'agisse pas d'un élément structurel, il est assimilé à une console verticale encastree à sa base au plancher terrasse soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal engendré par son propre poids (G) ;
- Un moment de flexion engendré par une force horizontale due à la surcharge (Q), exercée par la main courante ou bien une force sismique.

Il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute.

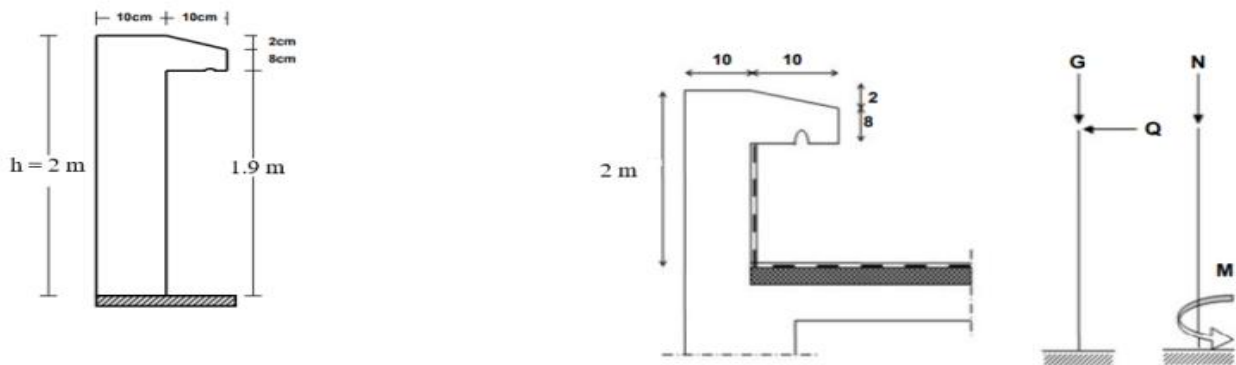


Figure IV - 1 : Acrotère.

Son rôle consiste à :

- Assurer la sécurité des personnes circulant sur la terrasse ;
- Eviter l'écoulement des eaux pluviales ;
- Protéger l'étanchéité ;
- Donner un aspect esthétique à la façade.

IV.1.2. Calcul des sollicitations :

- Le poids propre :

$$S = \left[2 \times 0.1 + 0.08 \times 0.1 + \frac{0.02 \times 0.1}{2} \right] = 0.21 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_{BA} = 25 \times 0.21 = 5.25 \text{ KN/m et } Q = 1 \text{ KN/m}$$

- **Charge aux états limites :**

$$\text{ELU} \begin{cases} N_u = 1.35G = 1.35 \times 5.25 = 7.09 \text{ KN/m} \\ M_u = 1.5Qh = 1.5 \times 1 \times 2 = 3 \text{ KN.m} \\ T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} N_s = G = 5.25 \text{ KN/m} \\ M_s = Qh = 1 \times 2 = 2 \text{ KN.m} \\ T_s = Q = 1 = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

Enrobage :

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

- **Excentricité :**

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3}{7.09} = 0.42 \text{ m} \\ \frac{e_p}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} < 0.42 \text{ m} \end{cases}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

IV.1.3. Calcul du ferrailage (ELU) :

- **Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_u \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 7.09 \left[0.42 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] = 3.20 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0.337h - (0.81c'))\sigma_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = ((0.09 - 0.02) \times 7.09) - 3.20 = -2.7 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} (0.337h - (0.81c'))\sigma_{bc} \times b \times h &= ((0.337 \times 0.1) - (0.81 \times 0.02))14.17 \times 10^3 \times 1 \times 0.10 \\ &= 24.80 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$-2.7 \text{ KN.m} < 24.80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire pour une bande de 1 m : $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

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

Avec $d = 0.9 h = 9 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$M_u = 3.20 \text{ KN.m} ; \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3.20 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E. \delta_s} = \frac{400}{2.10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392 > \mu = 0.028 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0.0084 \rightarrow \beta = 0.985$$

- **Calcul de la section d'armatures :**

Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{3.20 \times 10^3}{348 \times 9 \times 0.985} = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 1.04 - \frac{7.09 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures en flexion composée pour un rectangle :

- **Les armatures principales :**

$$N_s = N_G = 5.25 \text{ KN/m}$$

$$M_s = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 2 = 2 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{2}{5.25} = 0.38 \text{ m} = 38 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} \times 0.23 = \frac{9 \times 100 \times 2.1}{400} \times \frac{38 - 4.05}{38 - 1.665} \times 0.2$$

$$= 1.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $5\Phi 6$ p. m $\rightarrow A_s = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Les armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $5\Phi 6$ p. m $\rightarrow A_s = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IV.1.4. Les vérifications :

- **Vérification des contraintes (E.L.S) :**

Moment de service :

$$M_s = N_s \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 5.25 \times \left(0.38 - 0.02 + \frac{0.10}{2} \right) = 2.15 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 16.95y - 152.55 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4.a.c \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 175.50 \Rightarrow y_1 = -1.92 \text{ et } y_2 = 1.58$$

On prend : $y = 1.58 \text{ cm}$.

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^2 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1.58^3}{3} + ((15 \times 1.41) \times (9 - 1.58)^2) = 1295.92 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{2150}{1295.92} \times 1.58 = 2.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \text{ MPa} \right\} : \text{fissuration préjudiciable}$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} = \min \{267 \text{ MPa} ; 202 \text{ MPa}\} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_s}{I} (d - y) = 1.6 \times \frac{2150}{1295.92} \times (9 - 1.58) = 184.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 184.65 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \rightarrow T = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.50}{1 \times 0.09} = 16.67 \text{ KN/m}^2 = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.1.5. Disposition du ferrailage :

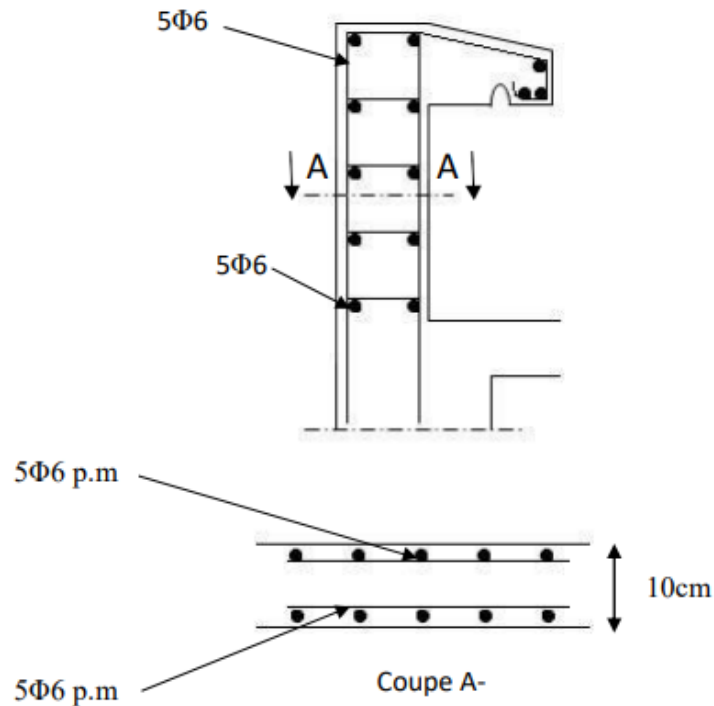


Figure IV - 2 : Disposition du ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Balcon :

IV.2.1. Introduction :

Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice. Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice. Les balcons en console sont maintenus par une seule extrémité grâce à un encastrement parfait. L'encastrement peut être obtenu en fixant l'élément soit dans un mur, une poutre ou un plancher.

Notre ouvrage présente un seul type de balcon : balcon en console de 1.30 m de portée donc on adopte comme épaisseur de la dalle $e = 15 \text{ cm}$.

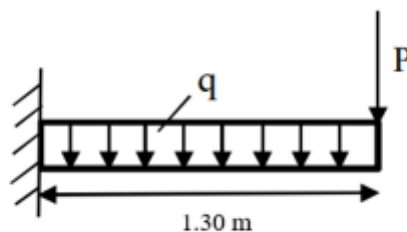


Figure IV - 3 : Schéma statique du balcon.

IV.2.2. Calcul des sollicitations :

Tableau IV - 1 : Descente de charges balcon (selon le DTR BC 2-2).

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	2	0.20	0.4
2	Mortier	2	0.20	0.4
3	Sable	2	18	0.36
4	Dalle	15	0.25	3.75
5	Enduit en ciment	2	0.18	0.36
				G = 5.27
				Q = 3.50

Garde-corps mur d'épaisseur $e = 10$ cm

- Poids du mur :

$$P_{s \text{ mur}} = \gamma_m \times b \times h \times 1 \text{ ml} = 9 \times 0.1 \times 1.2 \times 1 = 1.08 \text{ KN}$$

$$P_{u \text{ mur}} = 1.35 P_s = 1.35 \times 1.08 = 1.46 \text{ KN}$$

- Poids de l'enduit :

$$P_{s \text{ enduit}} = \rho \times b \times h \times 1 \text{ ml} = 0.18 \times 2 \times (1.2+0.1+1.2) \times 1 = 0.9 \text{ KN}$$

$$P_{u \text{ enduit}} = 1.35 P_s = 1.35 \times 0.9 = 1.22 \text{ KN}$$

- Charges totales :

$$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 1.46 + 1.22 = 2.68 \text{ KN}$$

$$P_s = P_{s \text{ mur}} + P_{s \text{ enduit}} = 1.08 + 0.9 = 1.98 \text{ KN}$$

A l'E.L.U : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36 \text{ KN/ml}$

A l'E.L.S : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN/ml}$.

Détermination des moments de flexion et efforts tranchants :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L = \frac{8.77 \times 1.30^2}{2} + 2.68 \times 1.30 = 13.93 \text{ KN.m} \\ T_u = q_u \times L + P_u = 8.77 \times 1.30 + 2.68 = 18.75 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s \times L = \frac{8.77 \times 1.30^2}{2} + 1.98 \times 1.30 = 9.98 \text{ KN.m} \\ T_s = q_s \times L + P_s = 8.77 \times 1.30 + 1.98 = 13.38 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul du ferrailage : le calcul se fait pour une section de $(100 \times 15) \text{ cm}^2$

- Armatures principales :** $M_u = 13.93 \text{ KN.m}$; $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13.93 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$\mu = 0.054 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.054 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{pr} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.93 \times 10^3}{0.975 \times 13.5 \times 348} = 2.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T10 = 4.52 cm²/ml avec un espacement S_t = 25 cm.

- **Armatures de répartitions :** $A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 4Φ8 = 3.14 cm²/ml avec un espacement S_t = 25 cm

IV.2.3. Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A_s = 4.52 cm²/ml > A_{min} = 1.63 cm²/ml..... Condition vérifiée.

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_s}{b \times d} = \frac{13.38 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.10 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \{0.1f_{c28}; 5\text{MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

IV.2.4. Disposition du ferrailage :

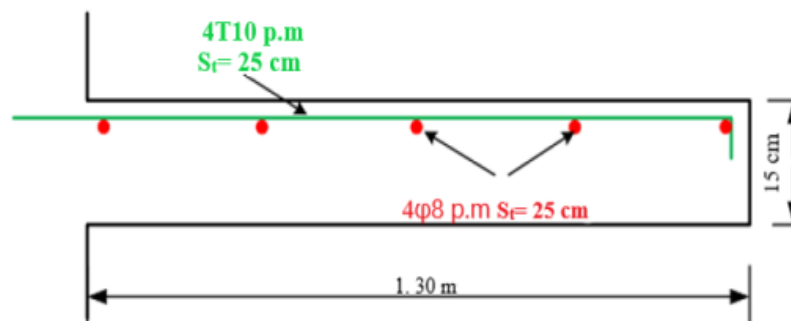


Figure IV - 4 : Disposition du ferrailage balcon.

IV. 3. Escaliers :**IV.3.1. Introduction :**

L'escalier est un 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 E** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **La hauteur de marche h** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.
- **Le giron g** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **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 horizontale de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- **La paillasse** : dalle inclinée supportant les marches et les contremarches d'un escalier

Notre structure est constituée d'un escalier console. Dans ce type d'escalier, la marche est encastrée dans un mur ou dans un pilier central.

Les armatures principales occupent la partie supérieure de la marche (zone tendue) qui est calculée à la flexion simple en fonction du moment d'encastrement.

IV.3.2. Dimensionnement de l'escalier :

$h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.87$$

Epaisseur de la paillasse : $e_{\text{paillasse}} = 4 \text{ cm}$

Epaisseur du palier : $e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$;

Tableau IV - 2 : Charges du revêtement escalier.

N°	Désignation	Ep(cm)	Densité KN/m ²	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal R _h	2	0.20	0.4
2	Mortier de ciment horizontal M _h	2	0.20	0.4
3	Lit de sable	2	0.18	0.36
4	Revêtement en carrelage vertical R _h ×h/g	2	0.20	0.23
5	Mortier de ciment vertical M _h × h/g	2	0.20	0.23
6	Enduit en ciment	2	0.18	0.36
				R = 1.98 KN/m²

➤ Marche :



Figure IV - 5 : Schéma d'une marche.

$$h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e_{paillasse}}{\cos\alpha} = \frac{17}{2} + \frac{4}{0.87} = 13.10 \text{ cm}$$

La section de calcul est $(g \times h_{eq}) = (30 \times 13.10) \text{ cm}^2$

IV.3.3. Evaluation des charges et surcharges :

$$\text{Poids de (marche + paillasse)} = \gamma_{BA} \times g \times h_{eq} = 25 \times 0.3 \times 0.131 = 0.98 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids du revêtement} = R \times g = 1.98 \times 0.3 = 0.60 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation} = 2.5 \times g = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ KN/m}$$

$$G = 0.98 + 0.60 = 1.58 \text{ KN/m}$$

$$Q = 0.75 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1.58 + 1.5 \times 0.75 = 3.26 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 1.58 + 0.75 = 2.33 \text{ KN/m}$$

IV.3.4. Calcul des sollicitations :

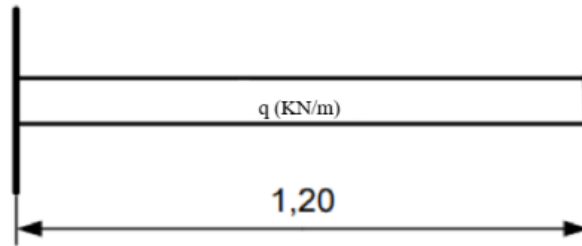


Figure IV - 6 : Schéma statique de l'escalier.

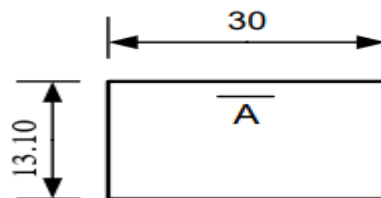
Détermination des moments de flexion et efforts tranchants :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{3.26 \times 1.20^2}{2} = 2.35 \text{ KN.m} \quad M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{2.33 \times 1.20^2}{2} = 1.68 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times L = 3.26 \times 1.20 = 3.91 \text{ KN} \quad T_s = q_s \times L = 2.33 \times 1.20 = 2.80 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une section de $(30 \times 13.10) \text{ cm}^2$; $d = 0.9 h = 11.80 \text{ cm}$.



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.35 \times 10^3}{30 \times 11.8^2 \times 14.2} = 0.04 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.04 \Rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_{\text{marche}} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.35 \times 10^3}{0.98 \times 11.8 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2/\text{marche}$$

On adopte 2T10 = 1.57 cm² /marche.

➤ Palier :

IV.3.4. Charges :

$$\text{Poids du palier} = \gamma_{BA} \times e_{\text{palier}} = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids du revêtement} = R = 1.98 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 3.75 + 1.98 = 5.73 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$A \text{ l'ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.73 + 1.5 \times 2.5 = 11.50 \text{ KN/m}^2$$

$$A \text{ l'ELS} : q_s = G + Q = 5.73 + 2.5 = 8.23 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = 11.50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 1\text{m} = 11.50 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8.23 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 1\text{m} = 8.23 \text{ KN/m}$$

Détermination des moments de flexion et efforts tranchants :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_o = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11.50 \times 1.20^2}{8} = 2.07 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.4M_o = 0.4 \times 2.07 = 0.83 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85M_o = 0.85 \times 2.07 = 1.76 \text{ KN.m} \\ T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11.50 \times 1.20}{2} = 7 \text{ KN} \end{cases}$$

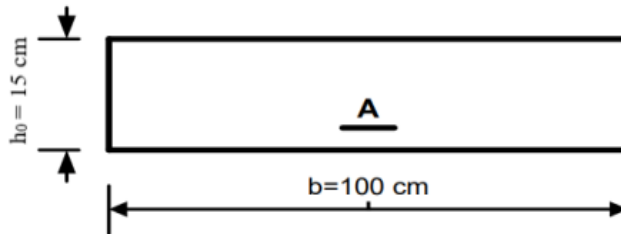
$$\text{ELS : } \begin{cases} M_o = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{8.23 \times 1.20^2}{8} = 1.48 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.4M_o = 0.4 \times 1.48 = 0.60 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85M_o = 0.85 \times 1.48 = 1.26 \text{ KN.m} \\ T_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{8.23 \times 1.20}{2} = 5 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une section de $(100 \times 15) \text{ cm}^2$; $d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$

- **En travée :**

$$M_t = 1.76 \text{ KN.m}$$



$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.76 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.0068 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.0068 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.76 \times 10^3}{0.996 \times 13.5 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on adopte } 4\text{T}10 \text{ p.m soit } 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on adopte } 4\Phi 8 \text{ p.m soit } 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Sur appui :**

$$M_a = 0.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.83 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.003 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.003 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.83 \times 10^3}{0.998 \times 13.5 \times 348} = 0.18 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on adopte } 4\Phi 8 \text{ p.m soit } 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc on adopte } 3\Phi 6 \text{ p.m soit } 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

IV.3.5. Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

Marche :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 11.8 \times \frac{2.1}{400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2/\text{marche} > A_{\min} = 0.43 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Palier :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Marche : $T_s = 2.80 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3.3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

Palier : $T_s = 5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3.3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Marche :

$$M_s = 1.68 \text{ KN.m et } A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\frac{30y^2}{2} - 15 \times 1.57 \times (11.8 - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 23.55y - 277.90 = 0$$

$y = 3.60 \text{ cm}$: l'axe neutre se trouve dans la section comprimée.

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times (3.6)^3}{3} + (15 \times 1.57 \times (11.8 - 3.60)^2) = 2050.06 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{1.68 \times 10^3}{2050.06} \times 3.6 = 2.95 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

Pour qu'il n'y ait pas de flèche, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{13.10}{1.20} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{30 \times 11.80} = 4.43 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5.10^{-3} \dots\dots\text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Palier :**En travée :**

$$M_t = 1.26 \text{ KN.m et } A_s = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 3.14 \times (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 47.1y - 635.85 = 0$$

$$y = 3.13 \text{ cm} : \text{l'axe neutre se trouve dans la section comprimée.}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times (3.13)^3}{3} + (15 \times 3.14 \times (13.5 - 3.13)^2) = 6087.13 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{1.26 \times 10^3}{6087.13} \times 3.13 = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Pour qu'il n'y ait pas de flèche, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 2.33 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5.10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Sur appui :

$$M_a = 0.60 \text{ KN.m et } A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (13.5 - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 407.03 = 0$$

$$y = 2.57 \text{ cm : l'axe neutre se trouve dans la section comprimée.}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times (2.57)^3}{3} + (15 \times 2.01 \times (13.5 - 2.57)^2) = 4167.70 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{0.60 \times 10^3}{4167.70} \times 2.57 = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Pour qu'il n'y ait pas de flèche, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 1.50 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5.10^{-3} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

IV.3.6. Disposition du ferrailage :

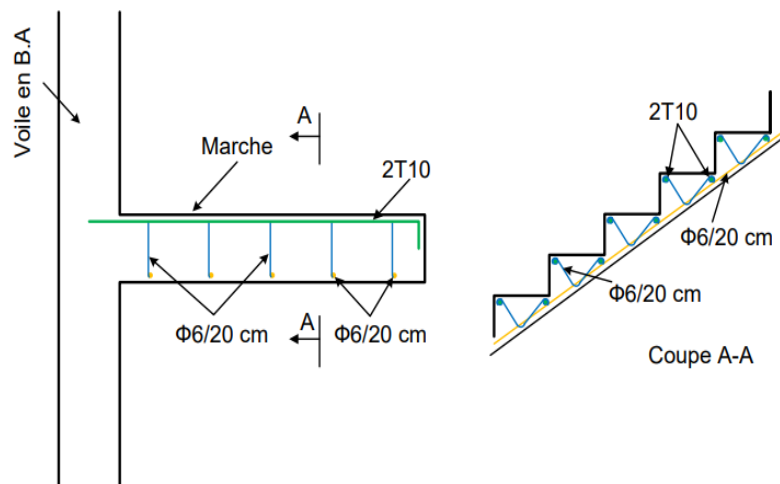


Figure IV - 7 : Disposition du ferrailage des marches.

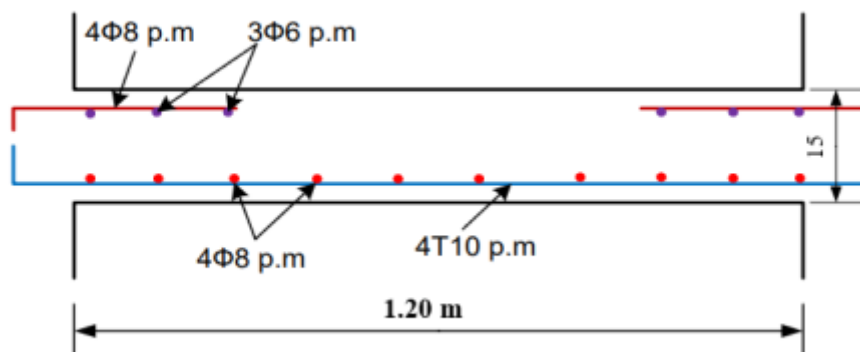


Figure IV - 8 : Disposition du ferrailage du palier.

Chapitre -V-

Etude sismique

V.1. Introduction :

Le séisme correspond à la vibration du sol, causée par une fracture brutale des roches en profondeur créant des failles dans le sol et parfois en surface.

Il résulte de la libération brusque d'énergie accumulée par les déplacements et les frictions des différentes plaques de la croûte terrestre (tectonique des plaques).

C'est un phénomène imprévisible qui provoque plusieurs catastrophes (endommagement et/ou destruction des ouvrages, perte humaine).

Le présent projet est implanté à Alger classé d'après le règlement parasismique Algérien (**RPA99/V2003**) dans une zone fortement sismique (**zone III**).

V.2. But de l'étude sismique :

Pour effectuer l'évaluation de l'impact d'un séisme sur le bâtiment, plusieurs techniques sont employées pour déterminer les actions sismiques dans chaque direction et à chaque niveau.

De ce fait, il nécessite l'étude du comportement dynamique de la structure, afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'assurer la sécurité satisfaisante de l'ensemble de la structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

V.3. Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes sont recommandées ; selon l'article 4.1.1 du RPA99/Version 2003, les forces sismiques peuvent être calculer par :

- Méthode statique équivalente,
- Méthode d'analyse modale spectrale,
- Méthode d'analyse dynamique par accélerogramme.

L'article 4.1.2. du RPA donne les conditions nécessaires à l'utilisation de la méthode statique équivalente.

V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 / Version 2003 :

- Le présent projet est implanté à Alger classé en Zone III.
- Le bâtiment est à usage d'habitation classé dans le Groupe 2.

- Le bâtiment est en présence d'un sol meuble catégorie S3.

V.5. Méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **ETABS V 9.6.0** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

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.6. Modélisation :

Notre bâtiment sera représenté par un modèle tridimensionnel (3D) encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (une rotation d'axe verticale et deux translations horizontales) [4.3.2 du RPA99V2003].

V.6.1. Présentation du logiciel :

Le logiciel Etabs 9.6.0 est un programme de calcul statique et dynamique des structures à comportement linéaire fondée à l'université de Berkeley en Californie (USA) en 1975.

Concernant notre projet, Etabs 9.6.0 permettra de déterminer :

- Les périodes propres ;
- Les coefficients de participation modale i ;
- Les déplacements des planchers ;
- Les forces sismiques ;
- Les sollicitations internes (M, N, T).

V.6.2. Etapes de la modélisation :

Notre modélisation comporte les étapes ci-dessous :

- Choix du plan de travail : structure en modèle 3D ;
- Unité de travail : KN.m ;
- Création d'un modèle graphique par l'interface d'Etabs 9.6.0 ;
- Poutres, poteaux (modélisés par des éléments de barres) et voiles ;
- Introduction des propriétés du matériau utilisé : propriétés du béton et de l'acier ;
- Introduction des propriétés de chaque élément de la structure : section et matériau utilisé
- Introduction des conditions aux états limites.

➤ **Détermination des charges :**

Nous avons trois (03) types de charge :

- Charge permanente G : Elle comporte le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres (principales et secondaires) ;
- Charge d'exploitation Q : Les charges d'exploitations agencées par les planchers aux poutres ;
- Forces sismiques E : Comporte les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre de réponse dans les sens (X, Y et Z).

➤ **Détermination des combinaisons de charges :**

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

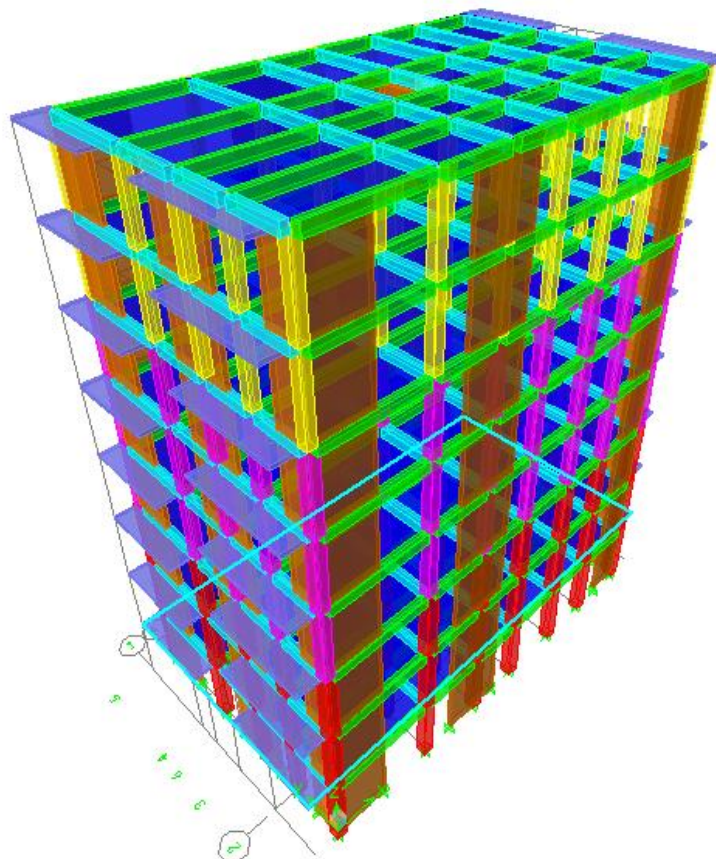


Figure V - 1 : Modélisation de la structure par le logiciel ETABS 9.6.0.

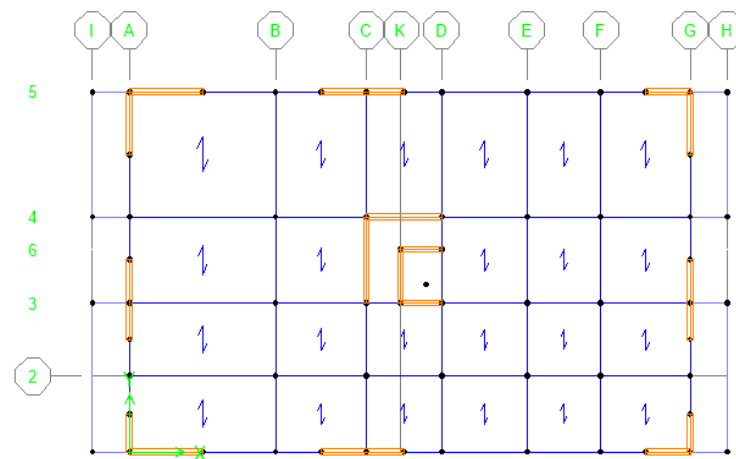


Figure V - 2 : Disposition des voiles de contreventement.

V.6.3. Spectre de réponse de calcul RPA99/V2003 (Art :4.3.3) :

- Zone sismique : III
- Groupe d'usage : 2
- Type de sol : S3
- Système de contreventement : Mixte portiques/voiles avec interaction
- Remplissage : Léger
- Facteur de qualité : $Q = 1.15$

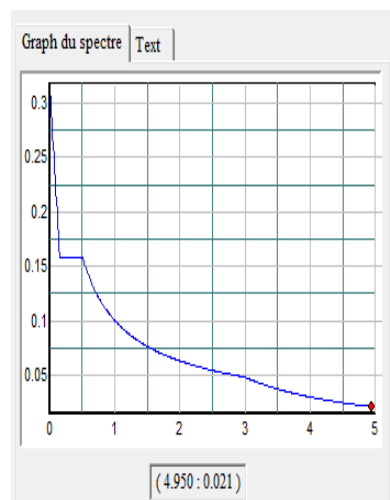


Figure V - 3 : Spectre de réponse.

V.6.4. Résultats de l'analyse :

- Périodes et somme des masses modales effectives :

Tableau V - 1 : Période fondamentale de la structure et somme des masses modales.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.261206	2.5557	69.0299	2.5557	69.0299
2	0.251675	68.7233	2.2001	71.279	71.23
3	0.189916	0.3801	1.254	71.6591	72.4841
4	0.078057	0.608	14.0739	72.267	86.5579
5	0.074039	14.6457	0.5576	86.9128	87.1155
6	0.057268	0.3997	0.5542	87.3125	87.6698
7	0.038586	0.117	5.7138	87.4295	93.3836
8	0.036023	5.8634	0.0541	93.2929	93.4377
9	0.028343	0.2947	0.2857	93.5876	93.7233
10	0.023564	0.0246	2.9254	93.6122	96.6488
11	0.021796	3.0066	0.0025	96.6187	96.6513
12	0.017218	0.1385	0.1471	96.7573	96.7984

- Les efforts sismiques à la base de la structure :

$$V_x = 1227.77 \text{ KN}$$

$$V_y = 1223.27 \text{ KN}$$

V.7. Justification de la sécurité (vérifications confortements aux règles du RPA99/V2003) :

Calcul de la force statique équivalente :

La résultante des forces sismiques V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure ou égale à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

$$V_{dy} \geq 80\% V_{st}$$

$$\text{Avec : } V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Tableau V - 2 : Paramètre du spectre de réponse.

A	Coefficient d'accélération de zone tiré à partir du tableau 4.1 (RPA99/V2003)	0.25
Q	Facteur de qualité : $= 1 + \sum_1^5 P_q$ P : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/v2003)	1.15
R	R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement (Structure mixte portiques/voiles avec interaction)	5

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 »

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 RPA99/V2003. Le site de notre projet S3 : $T_1 = 0.15$ s et $T_2 = 0.50$ s

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Avec :

$\xi = 10\%$: Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau 4.2 RPA99/V2003 (béton armé/maçonnerie) ; donc

$$\eta = 0.76 \geq 0.7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (4.2.4 RPA99/V2003) :**

La valeur de T de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 22.4 \text{ m}$$

C_T : le coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA99/V2003.

$C_T = 0.05$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles).

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 19.75 \text{ m et } D_y = 12.1 \text{ m}$$

Sens x :

$$T_x = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times (22.4)^{\frac{3}{4}} = 0.52 \text{ s} \\ 0.09 \times \frac{22.4}{\sqrt{19.75}} = 0.45 \text{ s} \end{array} \right. \Rightarrow T_x = 0.45 \text{ s}$$

Sens y :

$$T_y = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times (22.4)^{\frac{3}{4}} = 0.52 \text{ s} \\ 0.09 \times \frac{22.4}{\sqrt{12.1}} = 0.58 \text{ s} \end{array} \right. \Rightarrow T_y = 0.52 \text{ s}$$

Site meuble (S_3): $T_2 = 0.50 \text{ s}$

$$0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq T = 0.45 \text{ s} \leq T_2 = 0.50 \text{ s} \Rightarrow D_x = D_y = 2.5\eta$$

$$\text{Donc } D_x = D_y = 2.5 \times 0.76 = 1.9$$

- **Détermination du poids total de la structure :**

Tableau V - 3 : Poids de la structure.

Story	Diaphragm	MassX	MassY
STORY1	D1	119.4756	119.4756
STORY2	D2	119.4756	119.4756
STORY3	D3	112.8256	112.8256
STORY4	D4	107.1019	107.1019
STORY5	D5	107.1019	107.1019
STORY6	D6	101.1519	101.1519
STORY7	D7	96.1281	96.1281
STORY8	D8	73.7281	73.7281

$$W = \sum_1^8 M \times g = 836.989 \times 9.81 = 8210.86 \text{ KN}$$

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1.9 \times 1.15}{5} \times 8210.86 = 897.04 \text{ KN}$$

- **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

L'interprétation des résultats d'Etabs 9.6.0 nous donne la résultante des forces sismiques à la base:

Sens xx : $V_{dyx} = 1227.77 \text{ KN}$

Sens yy : $V_{dyy} = 1223.72 \text{ KN}$

$$V_{dy} \geq 80\% V_{st} \Rightarrow \begin{cases} V_{dyx} = 1227.77 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 717.63 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée} \\ V_{dyy} = 1223.72 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 717.63 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

- **Vérification de la période :**

La valeur de « T » calculée par la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{dy} = 0.26 \text{ s} < T_x = 0.58 \text{ s} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$T_{dy} = 0.26 \text{ s} < T_y = 0.68 \text{ s} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Les coefficients de participation modale :**

La vérification doit satisfaire la condition suivante : $\sum \alpha_i \geq 90\%$

Le logiciel Etabs donne directement les valeurs des coefficients de participation modales ;

Valeurs obtenues :

Sens longitudinal (X) :

$$\sum \alpha_x = 93.30\% > 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal (Y) :

$$\sum \alpha_y = 93.44\% > 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.8. Calcul et vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\text{Avec : } \delta_k = R \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement ; R = 5

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces Fi (y compris l'effet de torsion).

$$\Delta k = R(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq 1\% h_e \text{ (hauteur d'étage } h_e = 3.20 \text{ m)}$$

Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal sont résumés sous forme de tableau.

Tableau V - 4 : Déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

Niveaux	Sens longitudinal (x)	Sens transversal (y)	1% h _e
	Δk (m)	Δk (m)	
8	0.0025	0.0025	0.0320
7	0.003	0.003	0.0320
6	0.003	0.0035	0.0320
5	0.0035	0.004	0.0320
4	0.0035	0.004	0.0320
3	0.0035	0.0035	0.0320
2	0.0025	0.003	0.0320

Selon le critère de justification de sécurité du RPA99/V2003 (Article 5.10) :

$$\Delta k < 1\% h_e = 0.0320 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligeables dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » (masse sur plancher du niveau considéré) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;

Δ_k : Déplacement relatif au niveau « k » ;

h_k : Hauteur d'étage « k » ; h_e = 3.20 m

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés à partir d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur d'amplification : $1/(1 - \theta_k)$
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V - 5 : Poids et effort tranchant de chaque niveau.

	7	6	5	4	3	2	1	RDC
P_k	723.27	1666.29	2858.59	3709.26	4759.93	5866.75	7038.81	8210.86
V_x	257.63	493.03	692.02	863.12	1000.31	1110.4	1190.29	1227.77
V_y	246.98	485.45	684.19	856.97	995.53	1106.31	1186.34	1223.72

Tableau V - 6 : L'effet P- Δ dans les deux sens.

Niveaux	Sens longitudinal (x)	Sens transversal (y)	RPA99/V2003
	θ_x	θ_y	
RDC	0.0052	0.0063	0.10
1	0.0065	0.0065	0.10
2	0.0058	0.0066	0.10
3	0.0052	0.0060	0.10
4	0.004	0.0047	0.10
5	0.0039	0.0039	0.10
6	0.0032	0.0032	0.10
7	0.0022	0.0023	0.10

($\theta < 0.10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligé pour notre cas.

V.10. Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion :

Tableau V - 7 : Excentricité entre le centre de masse et de torsion de chaque étage.

STORY	Mass	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}
STORY1	119.4756	10.459	5.63	9.508	6.322
STORY2	119.4756	10.459	5.63	9.343	6.41
STORY3	112.8256	10.445	5.637	9.341	6.367
STORY4	107.1019	10.433	5.643	9.383	6.291
STORY5	107.1019	10.433	5.643	9.44	6.204
STORY6	101.1519	10.417	5.651	9.502	6.114
STORY7	96.1281	10.404	5.657	9.561	6.025
STORY8	73.7281	10.316	5.702	9.605	5.952

Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :

La distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion est appelée excentricité.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs ; [RPA99/v2003 (article 4.3.7)] :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion) ;
- L'excentricité théorique résultant des plans.

L'excentricité théorique :

Calculée précédemment (Tableau V.7)

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

L'excentricité accidentelle :

Fixée par le RPA99/v2003 à 5%L

$$\text{Sens X : } e_x = 0.05L_x$$

$$\text{Sens Y : } e_y = 0.05L_y$$

Tableau V - 8 : Excentricité théorique et accidentelle.

STORY	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	$e_{x \text{ th}} \text{ (m)}$	$e_{y \text{ th}} \text{ (m)}$	$e_{x \text{ ac}} \text{ (m)}$	$e_{y \text{ ac}} \text{ (m)}$
STORY1	0.951	0.692	0.987	0.605
STORY2	1.116	0.78	0.987	0.605
STORY3	1.104	0.73	0.987	0.605
STORY4	1.05	0.648	0.987	0.605
STORY5	0.993	0.561	0.987	0.605
STORY6	0.915	0.463	0.987	0.605
STORY7	0.843	0.368	0.987	0.605
STORY8	0.711	0.25	0.987	0.605

Après les résultats obtenus dans l'étude dynamique, on peut dire que la structure peut éventuellement résister aux charges extérieurs (de nature sismique). Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont tirés du logiciel **ETABS**.

Chapitre -VI-

Etude des portiques et des voiles

VI.1. Introduction :

Les critères de sécurité de la structure vis-à-vis de l'action sismique qui englobent la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme doivent être satisfait simultanément. La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons à utiliser pour les calculs.

A l'aide du logiciel d'analyse structurale (Etabs 9.6.0), nous pouvons faire le calcul de ferrailage des éléments porteurs de la structure en déterminant les efforts internes distincts de chaque section par différentes combinaisons de calcul.

VI.2. Combinaisons des charges :

Règlement BAEL 91 : Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes (**G**) et les charges d'exploitation (**Q**)

Règlement RPA 99 : Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques (**E**).

- **Poutres :**

- Sollicitation du 1^{er} genre combinaison normale (BAEL 91) : $1.35 G + 1.5 Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre combinaison accidentelle [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

- **Poteaux :**

- Sollicitation du 1^{er} genre combinaison normale (BAEL 91) : $1.35 G + 1.5 Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre combinaison accidentelle [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1.2 E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique.

VI.3. Ferrailage des poutres :

VI.3.1 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.

Cependant, en raison de l'amplitude relativement faible de la force normale agissant sur les poutres, le calcul peut être simplifié en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre :

- Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1} = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow$ Moment maximal correspondant M_{Sp1}
- Sollicitation du 2^{ème} genre $\begin{cases} S_{p1} = 0.8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment maximal correspondant M_{Sp2}

Si $\frac{M_{Sp2}}{M_{Sp1}} < 1.15$: on détermine les armatures sous S_{p1} .

Si $\frac{M_{Sp2}}{M_{Sp1}} > 1.15$: on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$),

Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 18.48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.50 \Rightarrow \sigma_s = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$

VI.3.2. Les armatures longitudinales :

D'après le RPA99/V2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0.5\%(b \times h)$
- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\%(b \times h)$: zone courante.
 $A_{max2} = 6\%(b \times h)$: zone de recouvrement.

Les valeurs des moments max en appuis et en travées sont regroupées dans les tableaux suivants:

Tableau VI - 1 : Moments max des poutres principales intermédiaires.

Niveaux	Positions	Moment max (KN.m)		Rapport M_{Sp2}/M_{Sp1}	Moments de calcul (KN.m)
		M_{Sp1}	M_{Sp2}		
Terrasse	Appuis	67.34	37.84	0.56	67.34
	Travées	62.44	31.55	0.51	62.44
7 ^{ème} étage au RDC	Appuis	27.43	44.35	1.62	44.35
	Travées	14.17	24.53	1.73	24.53

Tableau VI - 2 : Moments max des poutres principales rives.

Niveaux	Positions	Moment max (KN.m)		Rapport M_{Sp2}/M_{Sp1}	Moments de calcul (KN.m)
		M_{Sp1}	M_{Sp2}		
Terrasse	Appuis	34.93	37.84	1.08	37.84
	Travées	18.50	31.55	1.70	31.55
7 ^{ème} étage au RDC	Appuis	39.35	54.02	1.37	54.02
	Travées	14.17	30.94	2.18	30.94

Tableau VI - 3 : Moments max des poutres secondaires intermédiaires.

Niveaux	Positions	Moment max (KN.m)		Rapport M_{Sp2}/M_{Sp1}	Moments de calcul (KN.m)
		M_{Sp1}	M_{Sp2}		
Terrasse	Appuis	18.73	14.47	0.77	18.73
	Travées	13.06	10.34	0.79	13.06
7 ^{ème} étage au RDC	Appuis	25.28	18.75	0.74	25.28
	Travées	22.70	17.50	0.77	22.70

Tableau VI - 4 : Moments max des poutres secondaires rives.

Niveaux	Positions	Moment max (KN.m)		Rapport M_{Sp2}/M_{Sp1}	Moments de calcul (KN.m)
		M_{Sp1}	M_{Sp2}		
Terrasse	Appuis	45.6	44.09	0.97	45.6
	Travées	30.10	23.58	0.78	30.10
7 ^{ème} étage au RDC	Appuis	45.7	49.47	1.08	49.47
	Travées	32.00	30.48	0.95	32.00

VI.3.3. Exemples de calcul :

Les moments M_{Sp1} et M_{Sp2} sont obtenus à partir d'Etabs 9.6.0. Nous avons choisi comme exemples détaillés les poutres principales et les poutres secondaires (intermédiaires).

- **Poutres principales intermédiaires :**

Données :

- Largeur de la poutre $b_{pp} = 30$ cm ;
- Hauteur de la section $h_{pp} = 45$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9h_{pp} = 40.5$ cm ;
- Fissuration peu préjudiciable ;
- $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa ;
- $\sigma_s = 348$ MPa

En travée :

$$\begin{cases} M_{tSp1} = 62.44 \text{ KN.m} \\ M_{tSp2} = 31.55 \text{ KN.m} \end{cases} ; \frac{M_{tSp2}}{M_{tSp1}} = 0.51 < 1.15 : \text{le calcul se fait sous } S_{p1}.$$

$$\mu = \frac{M_{tSp1}}{b_{pp} \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{62.44 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14.2} = 0.09 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) = 0.12$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.95$$

$$A_s = \frac{M_{tSp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{62.44 \times 10^3}{0.95 \times 40.5 \times 348} = 4.66 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T12+3T10 $\rightarrow A_s = 5.75 \text{ cm}^2$.

Sur appuis :

$$\begin{cases} M_{aSp1} = 67.34 \text{ KN.m} \\ M_{aSp2} = 37.84 \text{ KN.m} \end{cases} ; \frac{M_{aSp2}}{M_{aSp1}} = 0.56 < 1.15 : \text{le calcul se fait sous } S_{p1}$$

$$\mu = \frac{M_{aSp1}}{b_{pp} \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{67.34 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14.2} = 0.096 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.096}) = 0.13$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.95$$

$$A_s = \frac{M_{aSp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{67.34 \times 10^3}{0.95 \times 40.5 \times 348} = 5.03 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\% (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2$.

Les résultats des sollicitations de calcul (moment de calcul) ainsi que leurs sections d'armatures correspondantes et les sections d'armatures adoptées pour chaque niveau sont donnés dans des tableaux présents ci-dessous :

Tableau VI - 5 : Sections de ferrailage des poutres principales intermédiaires.

Niveaux	Positions	Moments de calcul (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _s (cm ²)
Terrasse	Appuis	67.34	5.03	6.75	3T12+3T10	5.75
	Travées	62.44	4.66		3T12+3T10	5.75
7 ^{ème} étage au RDC	Appuis	44.35	2.81		3T14	4.62
	Travées	24.53	1.54		3T12	3.39

Tableau VI - 6 : Sections de ferrailage des poutres principales rives.

Niveaux	Positions	Moments de calcul (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _s (cm ²)
Terrasse	Appuis	37.84	2.39	6.75	3T14	4.62
	Travées	31.55	1.98		3T12	3.39
7 ^{ème} étage au RDC	Appuis	54.02	3.44		3T14	4.62
	Travées	30.94	1.94		3T12	3.39

Tableau VI - 7 : Sections de ferrailage poutres secondaires intermédiaires.

Niveaux	Positions	Moments de calcul (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _s (cm ²)
Terrasse	Appuis	18.73	1.55	6.00	3T12	3.39
	Travées	13.06	1.07		3T12	3.39
7 ^{ème} étage au RDC	Appuis	25.28	2.10		3T12	3.39
	Travées	22.70	1.88		3T12	3.39

Tableau VI - 8 : Sections de ferrailage des poutres secondaires rives.

Niveaux	Positions	Moments de calcul (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _s (cm ²)
Terrasse	Appuis	45.6	3.87	6.00	3T14	4.62
	Travées	30.10	2.51		3T12	3.39
7 ^{ème} étage au RDC	Appuis	49.47	3.62		3T14	4.62
	Travées	32.00	2.68		3T12	3.39

VI.3.4. Vérifications :

Poutres principales (30×45) cm² :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.75 + 5.75 = 11.50 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{96.24 \times 10^3}{300 \times 405} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3.25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement, les cadres sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (12.86 ; 30 ; 14) \Rightarrow \Phi_t \leq 13 \text{ mm}$$

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

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (36.45 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 36.45 \text{ cm}$$

$S_t = 30 \text{ cm.}$

Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_t \right)$

$$S_t \leq \min (11.25 ; 30 \text{ cm}; 16.8)$$

$S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$
 $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Vérification de la section d'armatures minimales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} > \frac{\tau_u - 0.3k \times f_{tj}}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots(1)$$

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

$$f_{tj} = \min(2.1 \text{ MPa} ; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ MPa}$$

$$(1) \dots\dots\dots \Rightarrow S_t = \frac{[0.79 - (0.3 \times 1 \times 2.1)] \times 30 \times 1.15}{0.9 \times 1 \times 235} = 0.03 \text{ cm.}$$

• **Pourcentage minimale des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right) = \max(0.39 \text{ MPa} ; 0.4 \text{ MPa}) = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\text{De (1) et (2) : } \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.05 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.

• **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit noté L_s est la longueur sur laquelle il faut associer l'acier et le béton pour qu'à la sortie de l'ancrage, l'acier puisse travailler en traction à sa limite de calcul.

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

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\text{Longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.30 \text{ cm}$$

Diamètre d'une barre $\Phi = 14 \text{ mm}$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis ($b = 50 \text{ cm}$) selon les dimensions des poteaux, donc il faut courber les barres avec un rayon r .

$$r = 5.5 \Phi = 5.5 \times 1.4 = 7.7 \text{ cm.}$$

• **Calcul des crochets :**

Crochets courants d'angle de 90°

$$\begin{cases} L_2 = d - \left(c - \frac{\Phi}{2} + r\right) \\ L_1 \geq \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \Phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 25.1 \text{ cm} \\ L_1 = 3.92 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour $\Phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 25.2 \text{ cm} \\ L_1 = 3.87 \text{ cm} \end{cases}$

• **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA99/v2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$50 \Phi \text{ en Zone III} \rightarrow \begin{cases} \Phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow L = 70 \text{ cm} \\ \Phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$M_s = 48.87 \text{ KN.m}$; $A = 3.6 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 - 15 \times 3.6(40.5 - y) = 0 \rightarrow y = 10.41 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 10.41^3}{3} + 15 \times 3.6 \times (40.5 - 10.41)^2 = 60173.16 \text{ cm}^4.$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{48.87 \times 10^3}{60173.16} \times 10.41 = 8.45 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

• **Ancrages des armatures aux niveaux des appuis :**

$T = 104.94 \text{ KN}$; $M_a = 67.34 \text{ KN.m}$

$$\delta = \frac{M_a}{z} = \frac{67.34}{0.9 \times 0.45} = 166.27 \text{ KN} > T = 104.94 \text{ KN}$$

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

• **Compression de la bielle d'about :**

$$\sigma_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2T}{ab} \text{ (où } a \text{ est la largeur d'appui de la bielle).}$$

La condition suivante doit être satisfaite : $\sigma_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

En tenant compte de l'inclinaison de la bielle qui est différente de 45°, on doit vérifier que :

$$\sigma_b < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$b = 30 \text{ cm}$; $a = b - 2 - 3 = 25 \text{ cm}$

$2.80 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

• **Entraînement des armatures :**

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1.5$ (HA)

T : effort tranchant maximale $T_{max} = 104.94KN$

n : nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 6$

μ : périmètre d'armatures tendues ; $\mu = \pi \times \Phi = 3.14 \times 1.4 = 4.4$ cm

$$\tau_{ser} = \frac{104.94 \times 10^3}{0.9 \times 405 \times 44 \times 6} = 1.10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 1.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ts}}{10M_{0s}} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{515} = 0.087 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{45}{515} = 0.08 > \frac{48.87}{10 \times 162.02} = 0.03 \dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{11.50}{30 \times 40.5} = 0.0095 < \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

VI.3.5. Disposition du ferrailage :

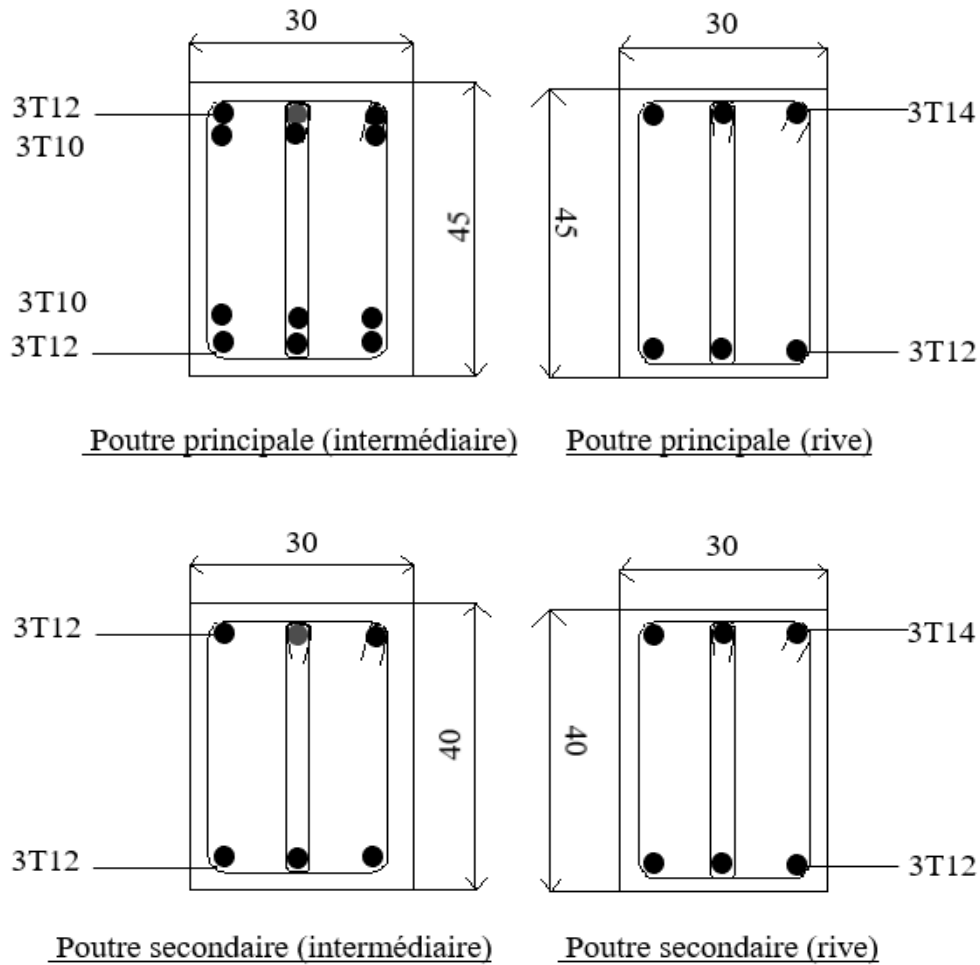


Figure VI - 1 : Disposition du ferrailage des poutres (Terrasse et étages).

VI.4. Ferrailage des poteaux :

VI.4.1. Méthode de calcul :

En règle générale, les poteaux sont soumis à plusieurs forces, y compris le moment de flexion, la force normale et l'effort tranchant, ce qui nécessite des calculs de flexion composée.

Pour assurer l'intégrité structurale, la section des armatures doit être égale à la section maximale parmi les 6 combinaisons ci-dessous :

- 1^{er} genre : $1.35G + 1.5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} : M_{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} : M_{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} : N_{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases}$
- 2^{ème} genre: $\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} : M_{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} : M_{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} : N_{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases}$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$),

Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 18.48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.50 \Rightarrow \sigma_s = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$

VI.4.2. Ferrailage exigé par le RPA99/V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets ;
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0.9%** (zone III) ;
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de **12 mm** ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm** en **zone III** ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

Le tableau suivant donne les sections minimales et maximales imposée par le RPA99/V2003 :

Tableau VI - 9 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.

Types de Poteaux	$A_{min} = 0.9\% \times S$ (cm ²)	$A_{max1} = 4\% \times S$ (cm ²)	$A_{max2} = 6\% \times S$ (cm ²)
Type 1 (50×50) cm ²	22.50	100.00	150.00
Type 2 (45×45) cm ²	18.23	81.00	121.50
Type 3 (40×40) cm ²	14.40	64.00	96.00

VI.4.3. Exemple de calcul :

VI.4.3.1. Les sollicitations défavorables :

Tableau VI - 10 : Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1 (50×50) cm ²	Type 2 (45×45) cm ²	Type 3 (40×40) cm ²
Combinaisons				
A ₁	N _{max}	1342.89	785.06	312.13
	M _{cor}	10.38	28.91	29.32
A ₂	N _{min}	265.33	114.42	23.92
	M _{cor}	5.89	8.85	0.82
A ₃	M _{max}	34.95	35.91	41.88
	N _{cor}	722.10	263.54	92.52

Tableau VI - 11 : Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 1 (50×50) cm ²	Type 2 (45×45) cm ²	Type 3 (40×40) cm ²
Combinaisons				
A ₄	N _{max}	753.94	440.73	169.77
	M _{cor}	10.09	10.46	4.75
A ₅	N _{min}	234.52	354.94	26.98
	M _{cor}	1.81	9.94	0.96
A ₆	M _{max}	59.34	46.88	29.58
	N _{cor}	265.18	193.28	81.96

VI.3.1.2. Calcul d'un poteau :

Un exemple de calcul d'un seul type de poteau sera calculé en détail et les résultats de calcul des autres poteaux seront donnés dans un tableau.

Poteaux type 1 (50×50) cm² :

Données :

- Hauteur utile : $d = 0.9h$;
- 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.

Combinaison du premier genre :**1^{er} cas :**

$$N_{\max} = 1342.89 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 10.38 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{10.38}{1342.89} = 7.73 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 1342.89 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} + 7.73 \times 10^{-3} \right) = 278.96 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514N_u}{bd\sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 1342.89 \text{ KN} < 2875.5 \text{ KN} & \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 278.96 \text{ KN.m} < 473.75 \text{ KN.m} & \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A' = 0$).

2^{ème} cas :

$$N_{\max} = 265.33 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 5.89 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{5.89}{265.33} = 0.022 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 265.33 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} + 0.022 \right) = 58.90 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514N_u}{bd\sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 265.33 \text{ KN} < 2875.5 \text{ KN} & \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 58.90 \text{ KN.m} < 114.30 \text{ KN.m} & \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A' = 0$).

3^{ème} cas :

$$M_{\max} = 34.95 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = 722.10 \text{ KN}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{34.95}{722.10} = 0.048 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 722.10 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} + 0.048 \right) = 179.09 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514N_u}{bd\sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 722.10 \text{ KN} < 2875.5 \text{ KN} & \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 179.09 \text{ KN.m} < 287.20 \text{ KN.m} & \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A' = 0$).

Combinaison du deuxième genre :

1^{er} cas :

$$N_{\max} = 753.94 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 10.09 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{10.09}{753.94} = 0.013 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 753.94 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} + 0.013 \right) = 160.60 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514N_u}{bd\sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 753.94 \text{ KN} < 3742.2 \text{ KN} & \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 160.60 \text{ KN.m} < 307.65 \text{ KN.m} & \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A' = 0$).

2^{ème} cas :

$$N_{\max} = 234.52 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 1.81 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{1.81}{234.52} = 7.72 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 234.52 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} + 7.72 \times 10^{-3} \right) = 48.71 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514N_u}{bd\sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 234.52 \text{ KN} < 3742.2 \text{ KN} & \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 48.71 \text{ KN.m} < 102.47 \text{ KN.m} & \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5 = A' = 0$).

3^{ème} cas :

$$M_{\max} = 59.34 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = 265.18 \text{ KN}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{59.34}{265.18} = 0.22 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 265.18 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} + 0.22 \right) = 111.38 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514N_u}{bd\sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 265.18 \text{ KN} < 3742.2 \text{ KN} & \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 111.38 \text{ KN.m} < 115.42 \text{ KN.m} & \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A' = 0$).

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1; A_2; A_3; A_4; A_5; A_6; A_{\text{min}}).$$

Pour une section de béton (50×50) cm² (Zone sismique III)

$$A_{\text{min}} = 22.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 22.50)$$

$$A_{\text{adopté}} = 22.50 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 12T16 soit 25.76 cm² 4 barres par face.

VI.4.4. Vérifications :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$**

Le poteau le plus sollicité (50×50) cm²

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad T_u : \text{effort tranchant maximal}$$

$$T_u = 38.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.04 \times 10^3}{500 \times 450} = 0.17 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

- **Calcul des armatures transversales :**

Selon le RPA99/V2003 (article 7.4.2.2) :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

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

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec :

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 $\begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

a. Espacement :

D'après le RPA 99 (version 2003) on a :

En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \Phi_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$; soit $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_L = 24 \text{ cm}$; soit $S_t = 15 \text{ cm}$

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\begin{cases} h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) = \max(53.33; 50; 50; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2h' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm.} \end{cases}$$

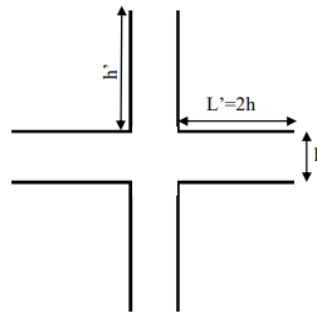


Figure VI - 2 : Zone nodale (RPA99/V2003).

b. Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Avec :

l_f : longueur de flambement ;

b : dimension de la section droite du poteau.

$$l_f = 0.7 L_0$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 320}{50} = 4.48 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{15 \times 3.75 \times 38.04}{50 \times 400} = 0.11 \text{ cm}^2.$$

c. Quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{T \times b}$, en % est donné comme suit : $\lambda_g < 5$ donc

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{zone nodale: } A_t = 0.3\% \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \\ \text{zone courante: } A_t = 0.3\% \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte $A_t = 10\emptyset 8 = 5.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 10 \text{ cm}$.

d. Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \{ \tau_u ; 0.4 \text{ MPa} \} = 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 50 \times 10}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0.5 \text{ cm}^2 > 0.4 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

e. Disposition des armatures des nœuds :

Pour éviter l'éclatement des points critiques dans une construction, les règles (RPA99/V2003) dictent l'utilisation de cadres traditionnels ou de deux sections en U superposées et disposées en carré ou en rectangle, avec un minimum de trois cadres par nœud et un espacement maximum de 10 cm.

Les sollicitations maximales et sections d'armatures correspondantes aux différents niveaux sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI - 12 : Sections de ferrailage des poteaux.

Niveaux	Cas	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
Type 1 (50×50) cm²	A	1342.89	10.38	0	753.94	10.09	0	22.50	12T16 (24.13)
	B	265.33	5.89	0	234.52	1.81	0		
	C	722.10	34.95	0	265.18	59.34	0		
Type 2 (45×45) cm²	A	785.06	28.91	0	440.73	10.46	0	18.23	8T14+4T16 (20.36)
	B	114.42	8.85	0	354.94	9.94	0		
	C	263.54	35.91	0	193.28	46.88	0.37		
Type 3 (40×40) cm²	A	312.13	29.32	0	169.77	4.75	0	14.40	8T12+4T14 (15.21)
	B	23.92	0.82	0	26.98	0.96	0		
	C	92.52	41.88	1.6	81.96	29.58	0.75		

VI.4.5. Disposition du ferrailage :

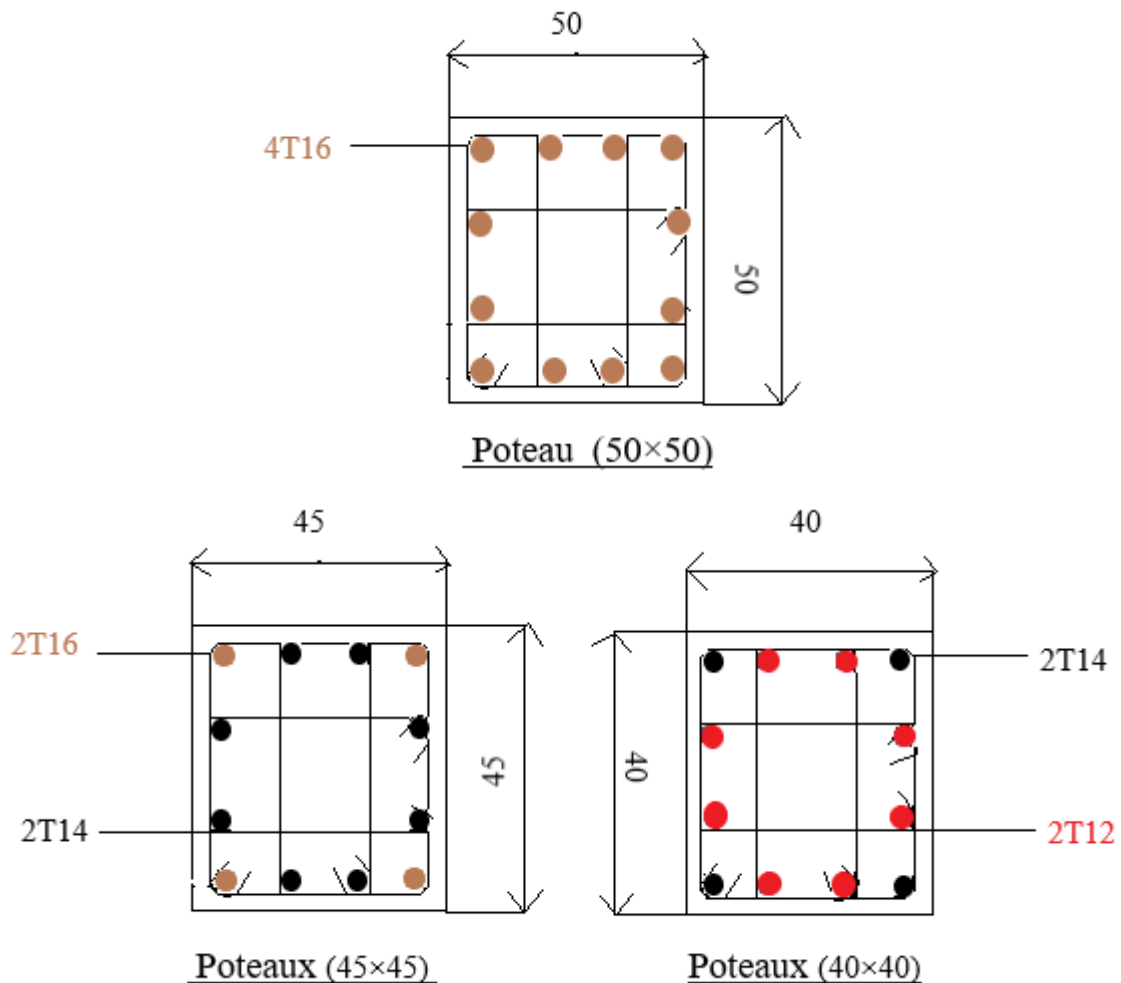


Figure VI - 3 : Disposition du ferrailage des poteaux.

VI.5. Etude des voiles :

VI.5.1. Introduction :

Le voile ou refend en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destinations (d'habitations, de bureaux, écoles, hospitaliers, industriels...).

VI.5.2. 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 (voiles - portiques) ; 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.

Les voiles sont caractérisés par leurs deux dimensions significatives par rapport à leur épaisseur, et tout poteau qui est allongé et dépasse quatre fois son épaisseur est classé comme un voile.

- **Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas de torsion.
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

- **Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VI.5.3. 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 :

- $G + Q \pm E$ (Vérification du béton).
- $0.8G \pm E$ (Calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA99/V2003.

Les voiles en béton armé comportent trois (03) catégories d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des voiles) ;
- Armatures transversales.

A. La méthode calcul :

La méthode des contraintes (Formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times v}{I} \leq \sigma = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué sur le voile ;

M : Moment fléchissant appliqué sur le voile ;

A : Section du voile ;

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : Moment d'inertie du voile.

On distingue trois (03) cas :

- **Premier cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

La zone courante est renforcée par le minimum exigé par le RPA99/V2003 : $A_{\min} = 0.15\% \times a \times L$.

- **Deuxième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ».

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_e}{f_e} ; \text{ On compare } A_v \text{ à la section minimale exigée par le RPA99/V2003 :}$$

- Si $A_v < A_{\min} = 0.15\% \times a \times L$, le ferrailage sera fait avec la section minimale ;
- Si $A_v > A_{\min}$, le ferrailage sera fait avec A_v .

- **Troisième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée ; donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

B. Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA99/V2003 exige un pourcentage minimal égal à 0.15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

C. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15% ;
- En zone courante 0.10%.

D. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre 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 diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

E. Armatures de couture :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1.4V_u \end{cases}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.5.4. Ferrailage des voiles :**VI.5.4.1. Méthode de calcul :****Type 1 :**

$$A = 0.62 \text{ m}^2$$

$$I = 0.31 \text{ m}^4$$

$$v = 0.94 \text{ m}$$

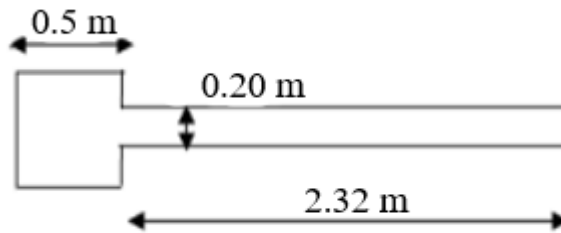


Figure VI - 4 : Schéma du voile type 1 et poteau.

Combinaison :

$$\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$N = 598.41 \text{ KN ;}$$

$$M = 6.34 \text{ KN.m ;}$$

$$V_u = 3.39 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = \frac{598.41}{0.62} + \frac{6.34 \times 0.94}{0.31} = 984.40 \text{ KN/m}^2 = 0.98 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I} = \frac{598.41}{0.62} - \frac{6.34 \times 0.94}{0.31} = 945.95 \text{ KN/m}^2 = 0.95 \text{ MPa} \end{cases}$$

Type 2 :

$$A = 0.83 \text{ m}^2$$

$$I = 0.66 \text{ m}^4$$

$$v = 1.33 \text{ m}$$

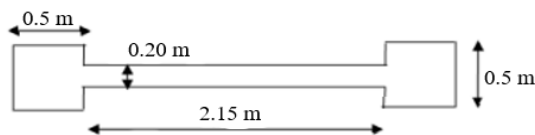


Figure VI - 5 : Schéma du voile type 2 et poteaux.

Combinaison :

$$\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$N = 511.97 \text{ KN ;}$$

$$M = 7.44 \text{ KN.m ;}$$

$$V_u = 4.40 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = \frac{511.97}{0.83} + \frac{7.44 \times 1.33}{0.66} = 631.82 \text{ KN/m}^2 = 0.63 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I} = \frac{511.97}{0.83} - \frac{7.44 \times 1.33}{0.66} = 601.84 \text{ KN/m}^2 = 0.602 \text{ MPa} \end{cases}$$

Type 3 :

$$A = 0.75 \text{ m}^2$$

$$I = 0.45 \text{ m}^4$$

$$v = 0.84 \text{ m}$$

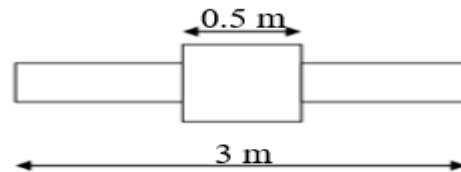


Figure VI - 6: Schéma du voile type 3 et poteau.

Combinaison :

$$\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$N = 647.03 \text{ KN ;}$$

$$M = 11.51 \text{ KN.m ;}$$

$$V_u = 6.09 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = \frac{647.03}{0.75} + \frac{11.51 \times 0.84}{0.45} = 884.20 \text{ KN/m}^2 = 0.88 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I} = \frac{647.03}{0.75} - \frac{11.51 \times 0.84}{0.45} = 841.22 \text{ KN/m}^2 = 0.84 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour les 3 types, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: donc la section est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée avec le minimum exigé par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L.$$

VI.5.4.2. Calcul des armatures verticales :

Le calcul sera fait pour une bande de 1 m ($L=1$ m) ;

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L \text{ selon le RPA99/v2003}$$

$$A_{\min} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Diamètre :**

$$D \leq \frac{h}{10}$$

Avec :

h : épaisseur du voile (mm)

$$D \leq \frac{200}{10} \text{ d'où } D \leq 20 \text{ mm : on adopte } D = 12 \text{ mm.}$$

- **Espacement :**

- Selon le **B.A.E.L91/modifié99**, on a :

$$S_t \leq \min \{2a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le **RPA99/v2003**, on a :

$$S_t \leq \min \{1.5a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30 ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc } S_t \leq \min \{S_{t \text{ BAEL91/99}} ; S_{t \text{ RPA99/V2003}}\}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 20$ cm

Le choix de la section des armatures verticales : $5T12 \text{ p.m} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

VI.5.4.3. Calcul des armatures horizontales :

On adopte le même ferrailage que celui des armatures verticales précédemment calculé soit :

$$5T12 \text{ p.m} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

VI.5.4.4. Calcul des armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au m^2 ; donc on adopte

4 épingles $\emptyset 8/\text{m}^2$.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VI.5.5. Vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

- Selon le BAEL91/99 :

$V_u = 6.09 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.09 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.034 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$

$\tau_u = 0.034 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

- Selon le RPA99/V2003 :

On calcule la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot d}$

Avec : $\bar{T} = 1.4 T_{cal}$: l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile $d = 0.9 h$

Cette contrainte est limitée par : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \times d} = \frac{1.4 \times 6.09 \times 10^3}{200 \times 180} = 0.24 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Pas de risque de cisaillement.

VI.5.6. Disposition des armatures :

VI.5.6.1. Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur ;
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm selon le BAEL91/modifié 99 et ne doit pas dépasser 1.5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le RPA99/V2003 ;
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

$S_t = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t/2 = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$L = 300 \text{ cm} \Rightarrow L/10 = 30 \text{ cm.}$

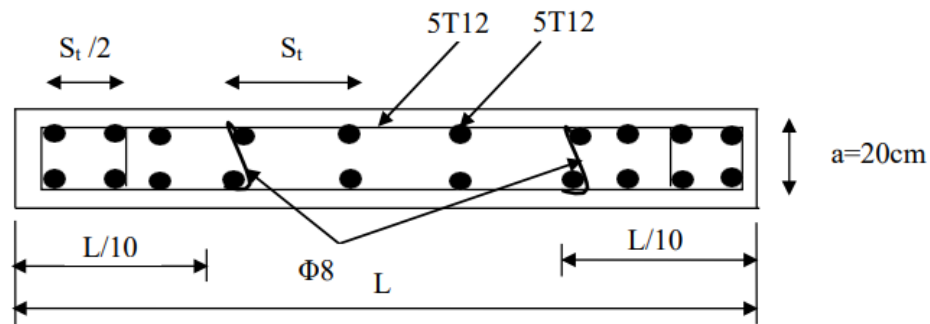


Figure VI - 7 : Coupe transversale des 3 types de voile.

VI.5.6.2. Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 cm ;
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur :

$$S_t = \min \{ 1.5e ; 30 \text{ cm} \} ;$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VI.5.6.3. Armatures transversales :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ;
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

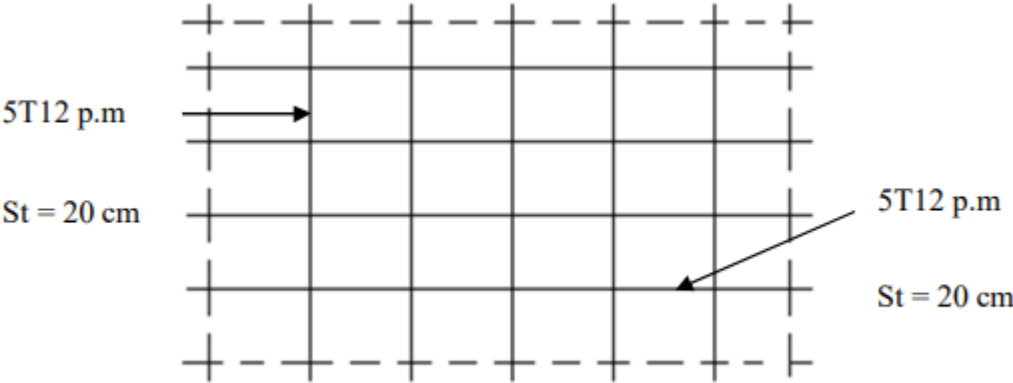


Figure VI - 8 : Disposition du ferrailage du voile.

Chapitre -VII-

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

L'infrastructure constitue l'une des parties cruciales du bâtiment due au fait qu'elle est chargée de supporter le poids de la superstructure et de transmettre les charges au sol tout en étant en contact avec le sol. Par conséquent, sa bonne conception est essentielle pour une performance optimale de l'ensemble de la structure.

Les éléments de la fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Pour déterminer les dimensions, il est nécessaire de connaître le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, ainsi que la force portante du sol.

VII.2. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales (adhérence, remblais...) ;

Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné ;

- Pour qu'il n'y ait pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 50 cm
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.

VII.3. Choix du type de fondations :

Pour accueillir une fondation avec une capacité portante du sol égale à 2 bars, une planification préalable est cruciale, en particulier pour les fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Semelles isolées ;
- Radier général.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante de terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;

- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

Pour notre structure, on opte pour un radier général.

VII.3.1. Définition :

Le radier est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges transmises tout en résistant aux contraintes de sol.

VII.3.2. Mode de calcul du radier :

Un radier est une semelle unique de très grande dimension commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction. Il est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \approx poids total de la structure).

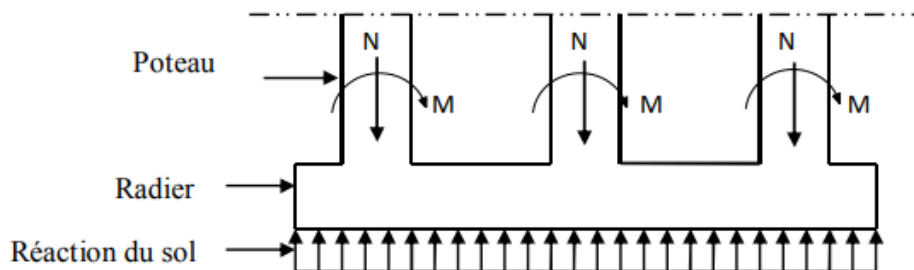


Figure VII - 1 : Schéma du radier.

VII.3.3. Prédimensionnement du radier :

- Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U} : N_u = 1.35G_T + 1.5Q_T$$

$$\text{E.L.S} : N_s = G_T + Q_T$$

Avec :

G_T : poids dus aux charges permanentes ; $G_T = 21173.27 \text{ KN}$.

Q_T : poids dus aux charges d'exploitations ; $Q_T = 3446.42 \text{ KN}$.

$$N_u = 1.35 \times 21173.27 + 1.5 \times 3446.42 = 33753.54 \text{ KN}.$$

$$N_s = 21173.27 + 3446.42 = 24619.69 \text{ KN}.$$

- **Surface du radier :**

La surface du radier est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$N = N_s = 2461.969 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{2461.969}{20}$$

$$S \geq 123.10 \text{ m}^2$$

On prend un débord « $D = 80\text{cm}$ » de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface « $S_{\text{radier}} = 300.24 \text{ m}^2$ ».

- **Épaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- **1^{ère} condition :**

$$h_r > \frac{l_x}{20} = \frac{420}{20} = 21 \text{ cm} ; h_r = 25 \text{ cm}$$

- **2^{ème} condition :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.06 \times f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0.06 \times f_{c28} \times b}$$

Avec :

$$V_u : \text{effort tranchant ultime} ; V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2}$$

L_{max} : longueur maximale d'une bande de 1m ; $L_{\text{max}} = 4.20 \text{ m}$.

b : largeur ;

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{33753.54}{300.24} = 112.42 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m, on a :

$$q_u = 112.42 \times 1 = 112.42 \text{ KN/m.}$$

$$V_u = \frac{112.42 \times 4.20}{2} = 236.08 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{236.08 \times 10^3}{0.06 \times 25 \times 1000} \Rightarrow d \geq 15.74 \text{ cm.}$$

Suite à la vérification des conditions énumérées ci-dessus, on opte pour une épaisseur :

$$h_r = 25 \text{ cm.}$$

VII.4. Dimensions de la poutre de libage :

Pour assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \rightarrow 46.67 \text{ cm} \leq h_p \leq 70 \text{ cm.}$$

On adopte comme dimension de la poutre de libage :

$$\begin{cases} h_p = 70 \text{ cm} \\ b_p = 40 \text{ cm} \\ d = 63 \text{ cm} \end{cases}$$

VII.5. Vérification des contraintes du sol :

On vérifie la contrainte du sol sous radier à l'ELS sous l'action de la superstructure, son poids propre y compris celui de la poutre de libage :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_{\text{BA}} \times [(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i)] = 25 \times [(0.25 \times 300.24) + (0.70 \times 0.40 \times 183.45)]$$

$$G_{\text{radier}} = 3160.65 \text{ KN}$$

$$N'_s = G_{\text{radier}} + N_s = 3160.65 + 24619.69 = 27780.34 \text{ KN}$$

$$\frac{N'_s}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\frac{N'_s}{S_{\text{radier}}} = \frac{27780.34}{300.24} = 92.53 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{sol}} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.6. Longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

$$I : \text{inertie de la poutre} : I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.4 \times 0.7^3}{12} = 0.011 \text{ m}^4$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton, } E = 3216420 \text{ t/m}^2$$

$$b : \text{largeur de la poutre ; } b = 40 \text{ cm}$$

$$K : \text{coefficient de raideur du sol, } K = 400 \text{ t/m}^3$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.011}{400 \times 0.4}} = 5.45 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} < \frac{\pi}{2} \times L_e$$

$$L_{\text{max}} : \text{longueur maximale entre nœuds des poteaux, } L_{\text{max}} = 3.70 \text{ m.}$$

$$L_{\max} = 3.70 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = \frac{\pi}{2} \times 5.45 = 8.56 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.7. Ferrailage du radier :

VII.7.1. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N'_s}{S_r} = \frac{27780.34}{300.24} = 92.53 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{radier}} = \gamma_{\text{BA}} \times h_r = 25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow q = 92.53 - 6.25 = 86.28 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$q = 86.28 \text{ KN/m}^2$$

Soit une dalle renversée dont les appuis sont constitués par des voiles soumis à une pression uniforme due au poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Il comporte des panneaux de dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis l_x et l_y avec $l_x \leq l_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{er} cas : si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$: le panneau de dalle travaille dans un seul sens. Il est calculé à la flexion simple comme une poutre continue dans les sens de la petite portée (l_x).

2^{ème} cas : si $0.4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$: le panneau de dalle travaille dans les deux sens (l_x) et (l_y).

VII.7.2. Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments de la dalle se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

$$\text{Dans le sens de grande portée : } M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de petite portée : } M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

Avec :

μ_x et μ_y : coefficients en fonction de α (0 à l'ELS et 0.2 à l'ELU : cours béton armé BAEL91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

$$\text{Moments en travée : } \begin{cases} M_t = 0.85 \times M_o \rightarrow \text{panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_o \rightarrow \text{panneau intermédiaire} \end{cases}$$

Moments sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_0 \rightarrow \text{panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{panneau intermédiaire} \end{cases}$

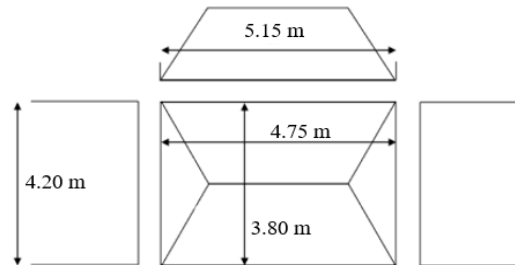


Figure VII - 2 : Schéma du panneau le plus défavorable.

VII.7.3. Exemple de calcul :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.80}{4.75} = 0.80.$$

On a : $0.4 < \alpha = 0.80 < 1$ donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens (l_x) et (l_y).

$$\alpha = 0.80 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$$\text{Sens } (l_x) : M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0561 \times 86.28 \times (3.80)^2 = 69.89 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } (l_y) : M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.5959 \times 69.89 = 41.65 \text{ KN.m}$$

En travée :

- Sens (l_x) :

$$M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 0.85 \times 69.89 = 59.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{59.41 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.08 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.08 \Rightarrow \beta = 0.96$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{59.41 \times 10^3}{0.96 \times 22.5 \times 348} = 7.90 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T14 cm²/ml, $A_s = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 17 \text{ cm}$.

- Sens (l_y) :

$$M_{ty} = 0.85 M_{oy} = 0.85 \times 41.65 = 35.40 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{35.40 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.05 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.05 \Rightarrow \beta = 0.97$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35.40 \times 10^3}{0.97 \times 22.5 \times 348} = 4.66 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 cm²/ml, A_s = 5.65 cm²/ml ; S_t = 20 cm.

Sur appui :

- **Appui de rive :**

$$M_{a \text{ rive}} = 0.3M_{ox} = 0.3 \times 69.89 = 20.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20.97 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.03 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.03 \Rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20.97 \times 10^3}{0.98 \times 22.5 \times 348} = 2.73 \text{ cm}^2$$

On opte 4T12 cm²/ml, A_s = 4.52 cm²/ml ; S_t = 25 cm.

- **Appui intermédiaire :**

$$M_{a \text{ int}} = 0.5M_{oy} = 0.5 \times 41.65 = 20.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ int}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20.83 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.03 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.03 \Rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_{a \text{ int}} = \frac{M_{a \text{ int}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20.83 \times 10^3}{0.98 \times 22.5 \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2$$

On opte 4T12 cm²/ml, A_s = 4.52 cm²/ml ; S_t = 25 cm.

VII.7.4. Vérification de l'espacement :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

On a S_t = 25 cm < 33 cm.....Condition vérifié.

VII.7.5. Disposition du ferrailage :

La longueur de scellement est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct. Les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

- **Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max\{L_s; 0.2L_x\} = \max\{42.25; 78\} = 78 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} L_s \\ L_1/2 \end{array} \right. = 42 \text{ cm.}$$

• Arrêt des barres en travée :

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 :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{380}{10} \cong 40 \text{ cm.}$$

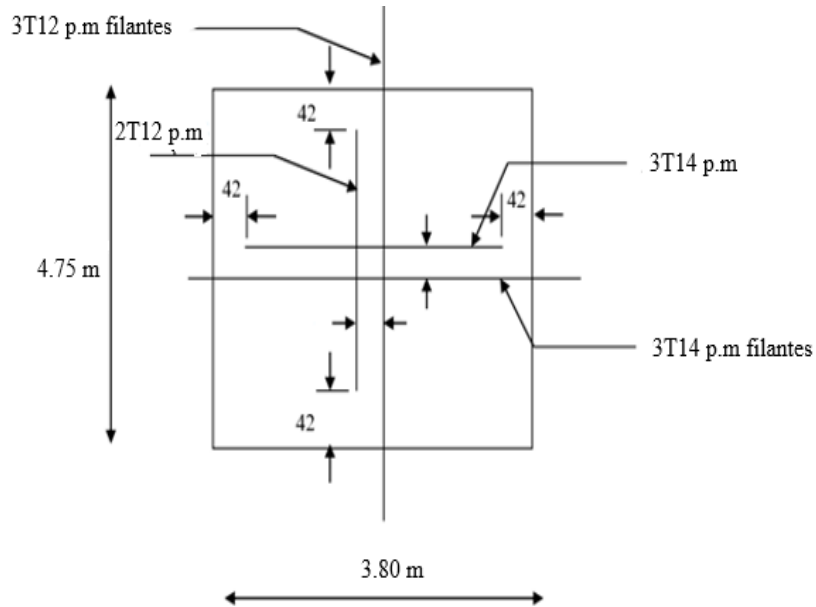


Figure VII - 3 : Armatures supérieures (en travées).

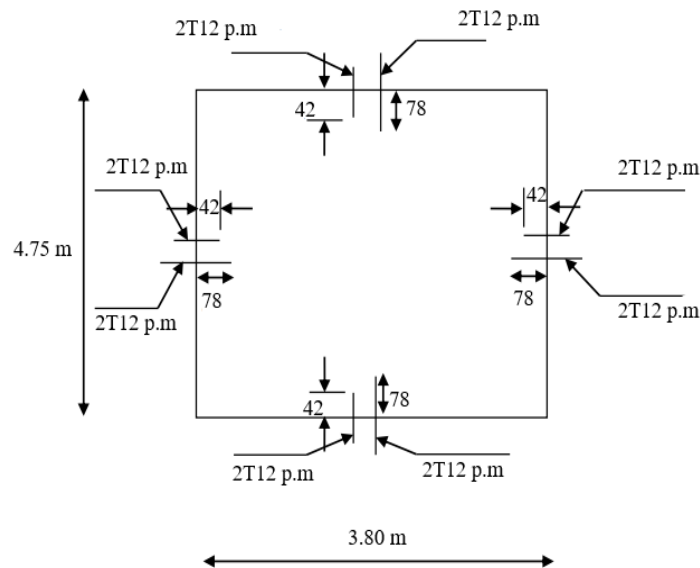


Figure VII - 4 : Armatures inférieures (sur appui).

VII.8. Ferrailage des poutres de libage :

Le rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

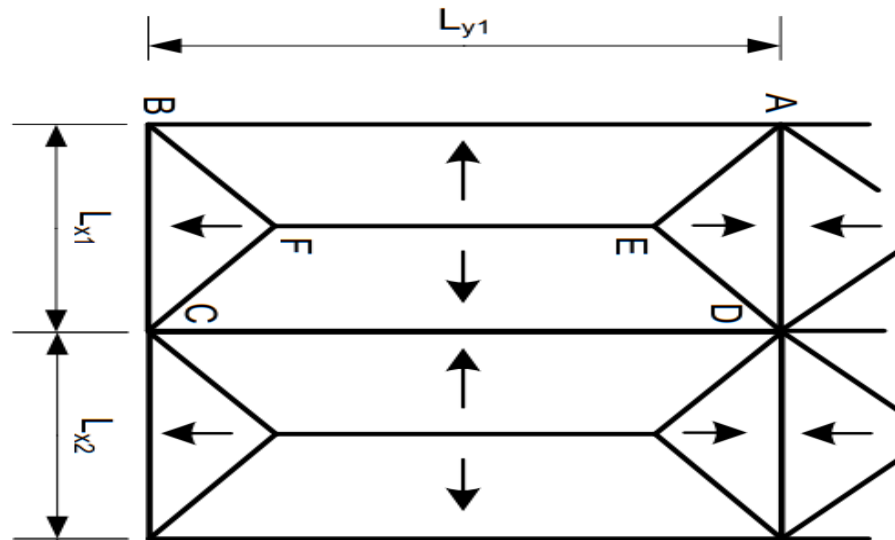


Figure VII - 5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes.

- Sens longitudinale (x) : (Rive)

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{l_x^2}{3 \times l_y^2} \right) l_x \right]$$

Avec :

$$l_x = 3.80 \text{ m}$$

$$l_y = 4.75 \text{ m}$$

$$q = 86.28 \text{ KN/m}^2$$

$$q' = \frac{86.28}{2} \left[\left(1 - \frac{(3.80)^2}{3 \times (4.75)^2} \right) 3.80 \right]$$

$$q' = 128.96 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{128.96 \times 3.80^2}{8} = 232.77 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :- **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 232.77 = 197.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{197.85 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.2} = 0.09 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.09 \Rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{197.85 \times 10^3}{0.953 \times 63 \times 348} = 9.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit : 4T14} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T12} \end{cases} \rightarrow A_s = 10.68 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui :**

$$M_a = 0.4 M_0 = 0.4 \times 232.77 = 93.11 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{93.11 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.2} = 0.04 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.04 \Rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{93.11 \times 10^3}{0.98 \times 63 \times 348} = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte 4T14} \rightarrow A_s = 5.75 \text{ cm}^2$$

• **Sens transversal (y) :****Calcul de q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{1}{3} \times q \times l_x = \frac{1}{3} \times 86.28 \times 3.80$$

$$q' = 109.29 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{109.29 \times 3.80^2}{8} = 197.27 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :- **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 197.27 = 167.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{167.68 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{167.68 \times 10^3}{0.964 \times 63 \times 348} = 7.93 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16 $\rightarrow A_s = 8.04 \text{ cm}^2$

- **Sur appui :**

$$M_a = 0.4M_o = 0.4 \times 197.27 = 78.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{78.91 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.2} = 0.04 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.04 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{78.91 \times 10^3}{0.964 \times 63 \times 348} = 3.73 \text{ cm}^2$$

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

• **Sens longitudinale (x) : (Intermédiaire)**

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{l_{x1}^2}{3 \times l_y^2} \right) l_{x1} + \left(1 - \frac{l_{x2}^2}{3 \times l_y^2} \right) l_{x2} \right]$$

Avec :

$$l_{x1} = 3.80 \text{ m}$$

$$l_{x2} = 2.50 \text{ m}$$

$$l_y = 4.75 \text{ m}$$

$$q = 86.28 \text{ KN/m}^2$$

$$q' = \frac{86.28}{2} \left[\left(1 - \frac{3.80^2}{3(4.75)^2} \right) 3.80 + \left(1 - \frac{2.50^2}{3(4.75)^2} \right) 2.50 \right]$$

$$q' = 226.85 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_o = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{226.85 \times 3.80^2}{8} = 409.46 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 409.46 = 348.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{348.04 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.2} = 0.15 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.15 \Rightarrow \beta = 0.918$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{348.04 \times 10^3}{0.918 \times 63 \times 348} = 17.30 \text{ cm}^2$$

On adopte $\begin{cases} 1^{\text{er}}\text{lit: 4T20} \\ 2^{\text{ème}}\text{lit: 4T16} \end{cases} \rightarrow A_s = 20.61 \text{ cm}^2$

- **Sur appui :**

$$M_a = 0.4M_o = 0.4 \times 409.46 = 163.78 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{163.78 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{163.78 \times 10^3}{0.964 \times 63 \times 348} = 7.75 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16 $\rightarrow A_s = 8.04 \text{ cm}^2$.

• **Sens transversal (y) :**

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{2}{3} \times q \times l_x = \frac{2}{3} \times 86.28 \times 3.80$$

$$q' = 218.58 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_o = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{218.58 \times 3.80^2}{8} = 394.54 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 394.54 = 335.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{335.36 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.2} = 0.15 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.15 \Rightarrow \beta = 0.918$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{335.36 \times 10^3}{0.918 \times 63 \times 348} = 16.66 \text{ cm}^2$$

On adopte $\begin{cases} 1^{\text{er}}\text{lit: 4T20} \\ 2^{\text{ème}}\text{lit: 4T16} \end{cases} \rightarrow A_s = 20.61 \text{ cm}^2$

- **Sur appui :**

$$M_a = 0.4M_o = 0.4 \times 394.54 = 157.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{157.82 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{157.82 \times 10^3}{0.964 \times 63 \times 348} = 7.47 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16 $\rightarrow A_s = 8.04 \text{ cm}^2$.

VII.9. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_p \geq 2(80 - 0.1f_e)$.

On a : $h_p = 70 \text{ cm} < 2(80 - 0.1f_e) = 80 \text{ cm}$Condition non vérifiée.

Ce qui signifie que notre poutre n'est pas de grande hauteur : donc il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

VII.10. Vérifications :

- **Contrainte de cisaillement :**

$$T_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{86.28 \times 3.80}{2} = 163.93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{163.93 \times 10^3}{400 \times 630} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3.25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$Condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement.

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \right) = \min (25; 40; 16) \Rightarrow \Phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

On adopte $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_l \right\} = \min (17.50; 19.2 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 17.50 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$.

En zone nodale $\rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante $\rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures Fe235 soit $4\Phi_{10} = 3.14 \text{ cm}^2$.

- **Vérification de la section d'armatures minimales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{4}; 0.4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow 1.23 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.11. Disposition du ferrailage :

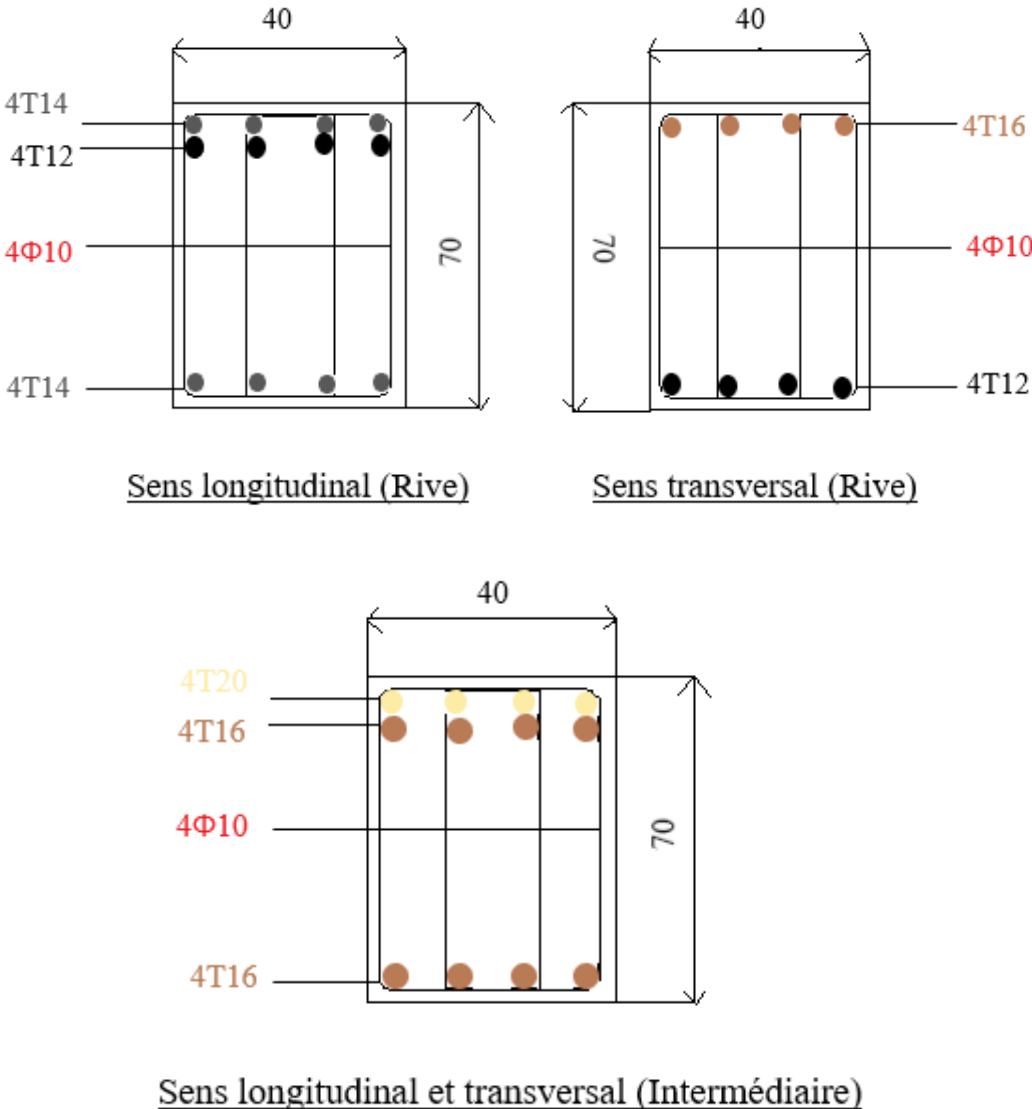


Figure VII - 6 : Disposition du ferrailage poutre de libage.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une étape importante dans notre formation de Master.

Ce présent travail marque la fin de cinq années d'études récapitulatives ainsi que la croissance des connaissances préalablement acquises et la connaissance des étapes nécessaires pour mener à bien l'étude complète d'une structure.

Il m'a permis de pouvoir me familiariser avec les logiciels de modélisation de calcul et d'analyses des structures afin de comprendre au mieux le comportement des différents éléments de l'ouvrage face aux sollicitations et d'appliquer les règlements en vigueur.

Le logiciel SOCOTEC a facilité le calcul des sections d'armatures.

On retient que :

- La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales et qu'il est impératif de suivre et d'appliquer ces règles parasismiques spécifiques.
- L'élaboration d'un projet n'est pas basée uniquement sur des calculs théoriques mais sur une concordance avec la pratique, l'esprit d'analyse et des expériences acquises sur terrain.
- Qu'il est primordial que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet, qu'il y ait un terrain d'entente pour éviter les failles de conceptions afin d'assurer la résistance, la stabilité, l'économie et une sécurité parasismique. Car toute fois, le côté esthétique ne donne pas des réponses favorables surtout en zone de forte sismicité.
- Le bon comportement de la structure n'implique pas forcément la quantité de système de contreventement. Mais plutôt de la disposition optimale de celui-ci qui permet de minimiser les risques de ruine, de dégâts en donnant des résultats satisfaisants pour l'ouvrage.

RÉFÉRENCES

Règlements :

- RPA99/V2003 : Règlements Parasismiques Algériennes Version 2003.
- BAEL91/99 : Béton Armé aux Etats Limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2008 (Dessin, lecture des plans architecturaux).
- Logiciel ETABS 9.6.0 (Modélisation et analyse des structures).
- Logiciel SOCOTEC (Calcul des sections d'armatures).

Mémoires de fin d'étude :

- Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation implanté à Alger par : BOUALAM Khaled et BOUTEKHILI Fouad (2020/2021).
- Etude d'un bâtiment à usage multiple (R+7) implanté à Mascara par : DIAKO Fama dite Nene et KONZI-Ngbiada Saint-Cyr (2020/2021).
- Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation implanté à Blida : par Ait Abderrahim Rafik (2022/2023).
- Etude d'un bâtiment en béton armé (R+4) à usage d'habitation implanté à Tiaret par : SANGARE Ibrahim (2022/2023).

Cours :

- Structures en béton armé par : M_r MIMOUNI M. (2022/2023)
- Génie parasismique par : M_r MIMOUNI M. (2023/2024)

