REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Etude de bâtiment RDC+07 Etages + sous-sols

Présenté par :

HADJADJ Abdel Wahab **BOUKHALKHAL Abdel Malik**

Proposé et Dirigé par :

Dr. BLAIFI Habiba

Promotion Juin 2025

Remercîment

*Ce mémoire e**s**t le fr**u**it d'un long travail qui n'aurait pu aboutir sans le soutien et l'a**c**compagnement de nombreuses personnes que nous tenons à remercier Sincèrement.*

Nous remercions avant tout Dieu, Le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, la santé et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude à ***madame Blaifi Habiba*** *pour ses conseils éclairés, sa disponibilité, son écoute et son acco**m**p**a**gnement tout au lo**n**g de cette ét**u**de. Sa rigueur e**t s**on implication ont grandement enrichi notre Réflexion.*

Nos remerciements vont également à tous nos enseignants ainsi qu'à l'ensemble de l'équipe pédagogique, pour la qualité de la formation dispensée tout au long de notre cursus.

Nous adressons un remerciement particulier à nos parents, pour leur amour, leur soutien moral et leurs innombrables sacrifices tout au long de notre parcours.

Nous profitons également de cette occasion pour remercier nos proches et amis qui nous ont encouragés et soutenus dans les moments de doute.

Enfin, nous exprimons notre reconnaissance à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace :

Tout d'abord je tiens à remercier ***Dieu*** *le tout puissant.*

A ***mon père*** *qui a toujours cru en moi et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour que je réussisse da**n**s mes études. Mon modèle de labeur et de Persévérance. Q'**ALLAH** le garde en bonne santé.*

A ***ma chère maman*** *qui ont pour mo**i** une source de réconfort. Q'**ALLAH** le Garde en bonne santé.*

A ***ma sœur*** *et* ***mon frère q****ui m'ont acco**m**pagné dur**a**nt toutes mes études, Je vous remercie vraimen**t**.*

A mon binôme : AbdelMalik

A tous ***mes amis, Merci*** *pour votre soutient et encouragement*

*Sans oublier mon encadreuse pour son soutien moral, sa compréhension tout au long de ce pr**o**jet.*

A Tous ***mes collègues*** *de la promotion 2025 Génie Civil structure .*

*A toute la co**m**munauté estudiantine en Algérie et en particulier à Médéa.*

A.WAHAB

Dédicace :

Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU

De m'avoir donné la force et le courage de mener

à bien ce modeste travail.

Je tiens à dédier cet humble travail à :

A ma tendre mère et mon très cher père

A mon binôme : AbdelWahab

A mes meilleurs amis :

Abdelmalek ; Saleh ; Nacer ; Assia ; Sihem ; Mahfoud ; Samir ; Yacine ; Aymen ; Houssem ; Khiro ; Saad Eddine ; Abdellah ; Ibrahim ; Ahmed ; Abderrahmane ; Abdelaziz ; Assam ;

Tous ceux qui m'aiment et que j'aime

A.MALIK

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مبنى سكني من الخرسانة المسلحة، يتكون من قبو وطابق أرضي وسبعة طوابق علوية، مُخطط لبنائه في منطقة وهران، في منطقة زلزالية معتدلة (المنطقة IIa).

يتضمن هيكل هذا المبنى أعمدة وجدرانًا مُسلحة لتحمل جميع الأحمال والقوى الرأسية والأفقية المطبقة عليه. تم قياس أبعاد ونتائج جميع عناصر

المقاومة وفقًا للمعايير والتشريعات الجزائرية السارية.

- اللائحة الجزائرية للزلازل (RPA 99 إصدار 2003) - اللائحة

الجزائرية للخرسانة المسلحة (CBA 93)

أُجريت الدراسة الزلزالية باستخدام طريقة عددية، تعتمد بشكل أساسي على طريقة العناصر المحدودة، وحسابات إنشائية باستخدام برنامج "ROBOT 2014". ثم تمت دراسة البنية التحتية، وحساب الأساسات التي يرتكز عليها المبنى.

الكلمات المفتاحية: دراسة زلزالية، تسليح، خرسانة مسلحة، هياكل

Résume

Ce projet vise à étudier un bâtiment résidentiel en béton armé, comprenant un sous-sol, un rez-déchaussée et sept étages, dont la construction est prévue dans la région d'Oran, en zone sismique moyenne (Zone IIa).

La structure de ce bâtiment comprend des poteaux et des murs renforcés pour résister à toutes les charges et forces verticales et horizontales appliquées à la structure.

Les dimensions et les résultats de tous les éléments de résistance ont été mesurés conformément aux normes et à la législation en vigueur en Algérie.

- Règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003)

- Règlement sur le béton armé algérien (CBA 93)

L'étude sismique a été réalisée par une méthode numérique, principalement basée sur la méthode des éléments finis, et par calcul de structure à l'aide du logiciel « ROBOT 2014 ». L'infrastructure a ensuite été étudiée et les fondations sur lesquelles repose la structure ont été calculées.

Mots clés : Étude sismique, Armement, Béton armé, Structures

Abstract

This project aims to study a reinforced concrete residential building, consisting of a basement, a ground floor, and seven floors, planned for construction in the state of Oran, in a medium seismic zone (Zone IIa).

The structure of this building includes reinforced columns and walls to withstand all vertical and horizontal loads and forces applied to the structure.

The dimensions and results of all resistance elements were measured in accordance with the standards and laws in force in Algeria.

- Algerian Seismic Regulation (RPA 99 Version 2003)

- Algerian Reinforced Concrete Regulation (CBA 93)

The seismic study was conducted using a numerical method, primarily based on the finite element method, and using the structural calculation technique using the "ROBOT 2014" software. The infrastructure was then studied and the foundations upon which the structure is based were calculated.

Keywords: Seismic Study, Arming, Reinforced Concrete, Structures

Liste des tableaux

Tableau I.1 Hypothèses de calcul béton....4
Tableau I.2 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances....4
Tableau I.3 Hypothèses de calcul acier....5
Tableau II.1 Pré dimensionnement des poutres....9
Tableau II.2 Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux....9
Tableau II.3 Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine....10
Tableau II.4 Charge due aux planchers à corps creux....11
Tableau II.5 Charge due aux planchers à dalle pleine....11
Tableau II.6 Charge permanente du mur intérieur....12
Tableau II.7 Charge permanente du mur extérieur....12
Tableau II.8 Capacité portante pour chaque section de poteau....14
Tableau II.9 Charges permanentes cumulées des surfaces reprises....15
Tableau II.10 Charges d'exploitation cumulée des surfaces reprises....16
Tableau II.11 Vérification de l'effort normal des poteaux....17
Tableau 12 Vérification des sections selon le RPA99 version2003....17
Tableau III.1 Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère....17
Tableau III.2 Les efforts exercés sur l'acrotère....17
Tableau III.3 Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles....21
Tableau III.4 Calcul des moments....21
Tableau III.5 Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage....22
Tableau III.6 Evaluation des charges et surcharges....24
Tableau III.7 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELU)....24
Tableau III.8 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELS)....25
Tableau III.9 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELU)....26
Tableau III.10 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELS)....26
Tableau III.11 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELU)....27
Tableau III.12 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELS)....27
Tableau III.13 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03travées (ELU)....27
Tableau III.14 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03travées (ELS)....27
Tableau III.15 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03travées (ELU)....29
Tableau III.16 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03travées (ELS)....29

Tableau III.17 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03travées (ELU) 29
Tableau III.18 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03travées (ELS) 29
Tableau III.19 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELU)..... 30
Tableau III.20 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELS) 30
Tableau III.21 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELU) 31
Tableau III.22 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELS) 31
Tableau III.23 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELU) 31
Tableau III.24 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELS) 31
Tableau III.25 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELU) 32
Tableau III.26 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELS) 32
Tableau III.27 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELU) 32
Tableau III.28 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELS) 32
Tableau III.29 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELU) 33
Tableau III.30 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELS) 33
Tableau III.31 Récapitulations des efforts internes..... 34
Tableau III.32 Ferraillage à l'ELU..... 36
Tableau III.33 Ferraillage des poutrelles 36
Tableau III.34 Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement..... 37
Tableau III.35 Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles..... 38
Tableau III.36 Sollicitation des poutrelles..... 39
Tableau III.37 Ferraillages longitudinales des poutrelles 39
Tableau III.38 Charge permanente de la paillasse 40
Tableau III.39 Charge permanente du palier de repos..... 40
Tableau III.40 Combinaisons des charges dans l'escalier 41
Tableau III.41 Les données 42
Tableau III.42 Calcul des sections d'acier de l'escalier 42
Tableau III.43 Espacement d'acier de l'escalier 42
Tableau III.44 Les armatures de répartition 42
Tableau III.45 Les sollicitations dans l'escalier..... 43
Tableau III.46 Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU..... 43
Tableau III.47 Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU..... 44

Tableau III.48 Les sollicitations dans la poutre palier 46
Tableau III.49 Ferraillage de la poutre palière 46
Tableau III.50 Vérification à l'E.L.S de la poutre palière 46
Tableau III.51 Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière 46
Tableau III.52 Combinaison des charges sur la dalle pleine 49
Tableau III.53 Charge et surcharge 49
Tableau III.54 Combinaisons des charges de la dalle pleine 49
Tableau III.55 Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine 50
Tableau III.56 Vérification contrainte à ELS 50
Tableau III.57 Vérification des contraintes de cisaillement à ELS 50
Tableau III.58 Vérification de la flèche pour la dalle pleine 50
Tableau III.59 Les valeurs du travail externe 52
Tableau III.60 Les valeurs du travail interne 52
Tableau III.61 Les données 53
Tableau III.62 Calcul des sections de la dalle pleine 53
Tableau III.63 Vérification à l'E.L.S 53
Tableau III.64 Vérification au cisaillement 53
Tableau III.65 Vérification de flèche de la dalle 54
Tableau IV.1 Centre de masse et centre de torsion 56
Tableau IV.2 Excentricité suivant les deux directions 57
Tableau IV.3 Détermination du facteur de qualité Q de la structure 59
Tableau IV.4 Le comportement des trois premiers modes 60
Tableau IV.5 Participation des masses modales 60
Tableau IV.6 Les valeurs de la force sismique 62
Tableau IV.7 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 62
Tableau IV.8 Valeurs des moments de stabilité et de renversement suivant x 63
Tableau IV.9 Valeurs des moments de stabilité et de renversement suivant Y 64
Tableau IV.10 Vérification des déplacements inter-étage suivant X 65
Tableau IV.11 Vérification des déplacements inter-étage suivant Y 65
Tableau IV.12 Vérification de l'effet P-Δ 66
Tableau IV.13 Vérification de cisaillement des poutres 66

Tableau IV.14 Vérification de cisaillement des poteaux ……67
Tableau IV.15 Vérification de cisaillement des voiles suivant X..... 67
Tableau IV.16 Vérification de cisaillement des voiles suivant Y..... 68
Tableau IV.17 Vérification de l'effort normal réduit..... 68
Tableau IV.18 Dimensions finales des éléments structuraux 69
Tableau V.1 La section calculée d'armatures des poutres principales 70
Tableau V.2 La section calculée d'armatures des poutres principales 70
Tableau V.3 Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS 73
Tableau V.4 Vérification de section d'armatures..... 73
Tableau V.5 Vérification préliminaire de la flèche des poutres principales 74
Tableau V.6 Vérification des contraintes de cisaillement..... 74
Tableau V.7 La section d'armatures transversales..... 75
Tableau V.8 Vérification des contraintes des poutres secondaires à l'ELS..... 75
Tableau V.9 Vérification de section d'armatures des poutres secondaires..... 75
Tableau V.10 La section d'armatures des poteaux 77
Tableau V.11 Vérification des contraintes à l'ELS des poteaux 78
Tableau V.12 La section d'armatures transversales des poteaux..... 80
Tableau V.13 La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y)..... 82
Tableau V.14 La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y)..... 82
Tableau V.15 La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X)..... 83
Tableau V.16 La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X)..... 83
Tableau V.17 Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y) 84
Tableau V.18 Vérification des contraintes des voiles (Suivant X) 84
Tableau V.19 Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y) 84
Tableau V.20 Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X) 85
Tableau V.21 La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y)..... 85
Tableau V.22 La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X)..... 85
Tableau VI.1 Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS..... 89
Tableau VI.2 Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS..... 90
Tableau VI.3 Vérification du chevauchement entre les semelles filantes..... 91
Tableau VI.4 Vérification de 91

Tableau VI.5 Vérification de contraintes entre les semelles filantes croisées 92
Tableau VI.6 Vérification de l'excentricité 92
Tableau VI.7 Ferraillage transversal 93
Tableau VI.8 Ferraillage parallèlement à l'axe longitudinal 93
Tableau VI.9 Vérification de poinçonnement 94
Tableau VI.10 Pré-dimensionnement de Poutre de Libage 94
Tableau VI.11 Vérification de poinçonnement de poutre de libage 94
Tableau VI.12 Sollicitations des forces 94
Tableau VI.13 Détermination des sollicitations de la poutre de libage 95
Tableau VI.14 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELU 95
Tableau VI.15 Vérifications des armatures longitudinales de poutre de libage à l'ELS 95
Tableau VI.16 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 96
Tableau VI.17 Valeur de a 96
Tableau VI.18 Vérification des contraintes normales 97
Tableau VI.19 Vérification des contraintes tangentielles 97
Tableau VI.20 La section d'armatures du voile périphérique 99
Tableau VI.21 Vérification des contraintes à l'ELS 99

Liste de Figures

Figure I.1: Mur double cloison..... 3
Figure I.2: Mur simple cloison..... 3
Figure II.1 : Plancher corps creux (20+5)..... 6
Figure II.2 : coupe de dalle en plancher corps creux..... 6
Figure II.3: Surface reprise par le poteau le plus sollicité. 11
Figure II.4: La section réduite du poteau..... 12
Figure II.5 : voile..... 16
Figure III.1 Schéma statique de l'acrotère 17
Figure III. Section de béton armé dans l'acrotère..... 18
Figure III.2 Ferraillage de l'acrotère..... 22
Figure III.3 Disposition des armatures de la dalle de compression..... 23
Figure III.5 Poutrelle à 02 travées..... 24
Figure III.6 Diagrammes des moments du plancher étage courant 2 travées ELU et ELS 25
Figure III.7 Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 2 travées
Figure IV.1 Inerties des voiles et des poteaux 53
Figure IV.2 Disposition finale des voiles 55
Figure IV.3 Les forces agissent sur la stabilité au renversement 63
Figure V.1 Dessin de ferraillage des poutres principales 75
Figure V.2 Dessin de ferraillage des poutres secondaires 75
Figure V.3 Dessin de ferraillage des Poteaux..... 80
Figure V.4 Dessin de ferraillage de voile Vy2..... 85
Figure VI.1 Les bulles de pression sous la semelle..... 89
Figure VI.2 Les semelles filantes..... 92
Figure VI.3 Schéma statique du voile périphérique 98
Figure VI.4 Ferraillage de Semelle filante..... 94
Figure VI.5 Ferraillage de poutre de libage..... 96

Liste des Symboles, Unités et Abréviations

Symboles et Unités :

XG, YG : Coordonnées du centre de masse (m)

XR, YR : Coordonnées du centre de torsion (m)

$\mathbf{W_i}$: Poids propre de l'élément "i" (kN)

$\mathbf{R_{yi}}$, $\mathbf{R_{xi}}$: Rigidité de la section transversale (kN/m)

K : Rigidité du poteau (kN/m)

E : Module de Young (MPa)

$\mathbf{I_{x,y}}$: Moment d'inertie (m^4)

H : Hauteur (m)

σ : Contrainte (MPa)

τ : Contrainte de cisaillement (MPa)

λ : Longueur de flambement (m)

α : Coefficient du monolithisme des voiles

ε : Déformation

Unités :

(°) : Degré.

m : Mètre.

KN: le kilo Newton (1 kN 1000 N).

KN/m3 : le kilo Newton par mètre cube (1 kN/m3 = 1000 N/m3 = 0.1 tonne).

MPa : le Méga Pascal (1 Mpa = 106 Pa).

m2 : unité de surface, le mètre carré. **m/*s2*** : le mètre par second.

bar : le bar (1 bar = 100 kPa = 0.1 MPa)

Abréviations :

RPA : Règlement Parasismique Algérien

CBA : Code du Béton Algérien

ELU : État Limite Ultime

ELS : État Limite de Service

CV : Condition Vérifiée

CNV : Condition Non Vérifiée

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

E : Charges sismiques

A : Coefficient d’accélération de zone

Q : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement

D : Facteur d’amplification dynamique

T : Période fondamentale (s)

V : Force sismique totale (kN)

SF : Semelle Filante

RDC : Rez-de-Chaussée

Sommaire

Introduction générale

I.1 Présentation de l'ouvrage 1

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 1

I.2.1 Dimensions en plan du bâtiment 1

I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment 1

I.3 Classification du bâtiment selon RPA 2003 1

I.4 Caractéristiques structurelles 1

I.4.1 Système de contreventement 1

I.4.2 Planchers 1

I.4.3 Maçonnerie 2

I.4.4 Les escaliers 2

I.4.5 Infrastructure 2

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux 2

I.5.1 Le béton 2

II.1 Introduction 5

II.3 Pre dimensionnement des poutres 6

Conclusion 7

II.4.1 Charges permanentes 7

II.4.1.1.2 Plancher dalle pleine 8

II.4.1.2 Plancher étage courant 8

II.4.1.2.2 Plancher dalle pleine 9

II.4.1.3 Maçonnerie 9

II.4.1.3.2 Murs extérieurs (double cloison) 10

II.4.2 Charges d'exploitation 10

II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX 10

II.5.1 Etapes de pré dimensionnement 10

II.5.1.1 Choix du poteau le plus sollicité 11

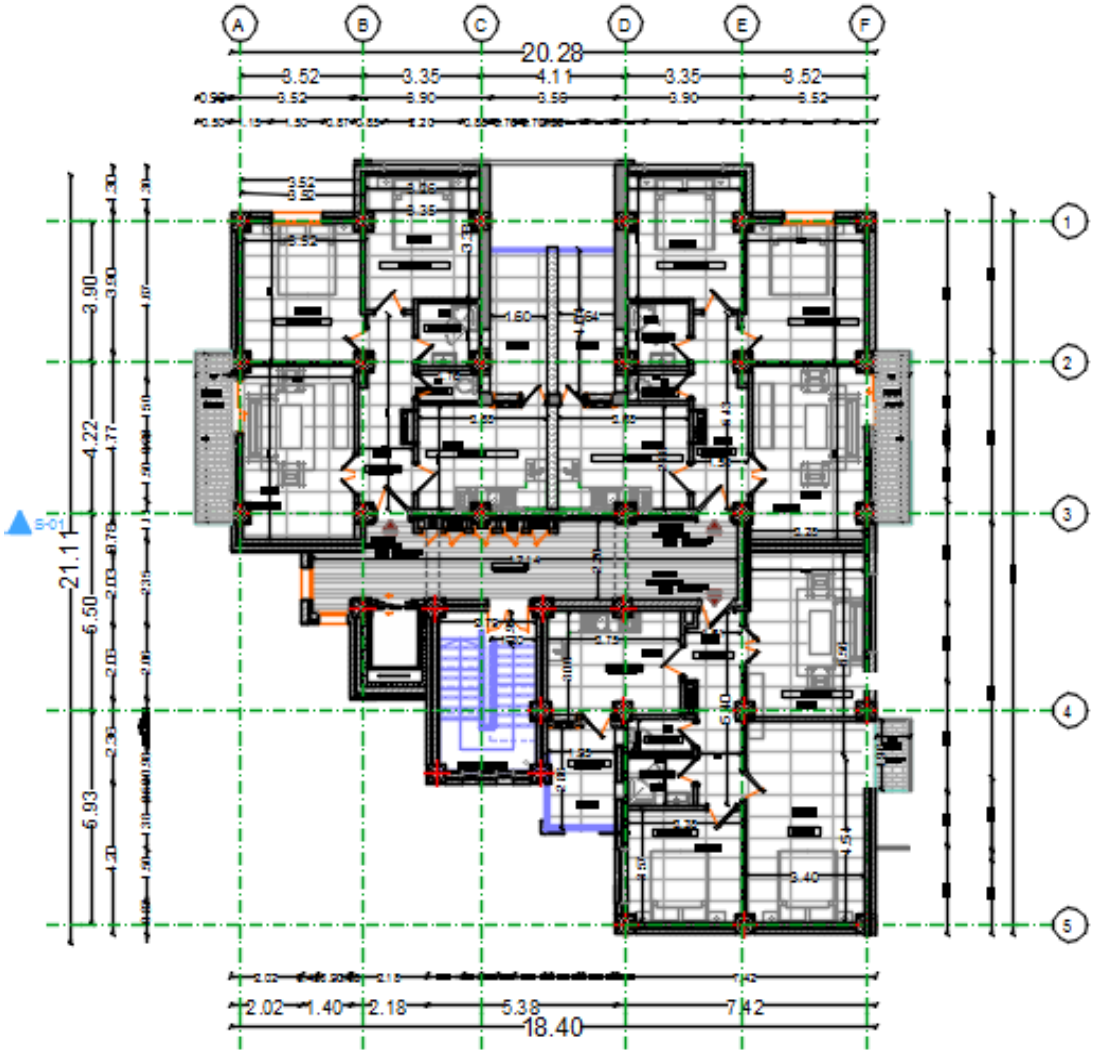
II.5.1.2 Calcul de la surface reprise par le poteau 11

II.5.1.3 Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau 11
II.5.1.4 Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ 12
II.5.1.5 Charges permanentes 13
II.5.1.6 Charges d'exploitation 13
II.5.1.7 L'effort normal ultime Nu 14
II.5.1.8 Vérification selon le RPA 2003 15
II.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES 15
Conclusion 16
III.1 L'ACROTERE 17
III.1.1 Principe de calcul 17
III.1.2 Evaluation des charges et surcharges 17
III.1.3 Détermination des efforts 17
III.1.4 Calcul de ferraillage 18
III.1.5 Vérification à l'état limite de service (ELS) 18
III.1.6 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 19
III.2 Plancher a corps creux 19
III.2.1 La dalle de compression 20
III.2.2 Les poutrelles 21
III.2.2.1 Méthode de calcul 22
III.2.2.2 Evaluation des charges et surcharges 24
III.2.2.3 Calcul de ferraillage à l'ELU 32
III.2.2.3.2 Vérifications préliminaires de la flèche « Annexe A » 35
III.2.2.4.1 Ferraillage des poutrelles RDC 35
III.3 LES ESCALIERS 36
III.3.1 Dimensionnement 36
III.3.2 Evaluation des charges et surcharges 37
III.3.3 Détermination des sollicitations 38
III.4 La dalle pleine (la rampe) 44
III.4.1 Définition 44

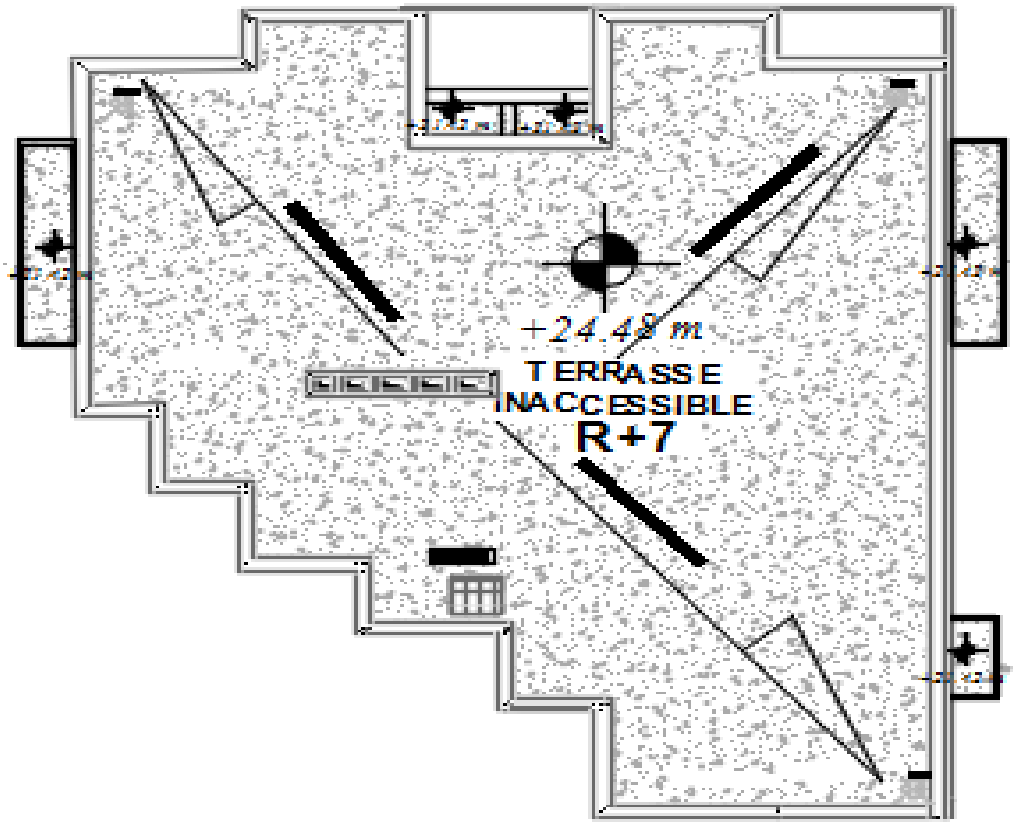
III.4.2 Méthode de calcul..... 44
III.4.3 Hypothèses (ligne de rupture) 44
III.4.4 Principe de calcul..... 44
III.4.5 Evaluation des charges..... 45
III.4.6.2 Vérification à l'ELS 46
III.4.6.4 Calcul des actions 48
III.4.6.4.b ELS..... 49
III.4.6.7 Condition d'espacement..... 50
III.4.6.8 Vérification au cisaillement..... 50
III.4.6.9 Vérifications préliminaires de la flèche « (Annexe B) »..... 50
IV.1 Introduction..... 52
IV.2 Caractéristiques géométriques de la structure IV 2.1 Centre de masse : (ou de gravité) 52
IV.2.2 Centre de rigidité..... 52
IV.1.2 Calcul de la rigidité des éléments résistants..... 53
IV.1.2.2 Voiles..... 53
IV.1.3 Excentricité statique (théorique)..... 55
IV.2 Modélisation de la structure..... 55
IV.2.2 Analyse de notre structure..... 55
IV.2.2.1.1 Dispositions des voiles..... 55
IV.3.2.2.3 Excentricité..... 57
IV.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 58
IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)..... 58
IV.3.2.2 Modélisation..... 58
IV.3.2.3 Spectre de réponse de calcul 58
IV.3.2.3.1 Coefficient d'accélération « A » (RPA2003 « Tab 4.1 »)..... 58
IV.3.2.3.2 Facteur de correction d'amortissement « η »..... 59
IV.3.2.3.3 Coefficient de comportement « R »..... 59
IV.3.2.3.4 Facteur de qualité « Q »..... 59

IV.3.3 Analyse modale 59
IV.3.3.2 Participation massique (RPA2003 Art4.3.4) 60
IV.3.3.3 Analyse statique et dynamique IV.3.3.3.1. Stabilité de la structure 61
V.1 Introduction 70
V.2 Ferraillage des poutres 70
V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres 70
V.2.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS 72
V.2.1.2 Vérification de la flèche 72
V.2.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 74
V.3 Ferraillage des poteaux 75
V.3.1 Armatures longitudinales 75
V.3.1.1 Recommandations selon les règlements 75
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 76
V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme 76
V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS 78
V.3.2 Armatures transversales 78
V.4 Ferraillage des voiles 81
V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales 81
V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS 83
V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 83
V.4.1.4 Armatures horizontales 84
V.4.1.5 Armatures transversales 85
VI.1 Introduction 87
VI.2 Types de fondations 87
VI.2.1 Caractéristiques du sol 87
VI.2.2 Choix du type de fondations 88
VI.3 Méthode de calcul 88
VI.3.1.1 Vérification du chevauchement entre les bulles de pression des semelles 89
VI.3.2 Semelle filante (continue) 90

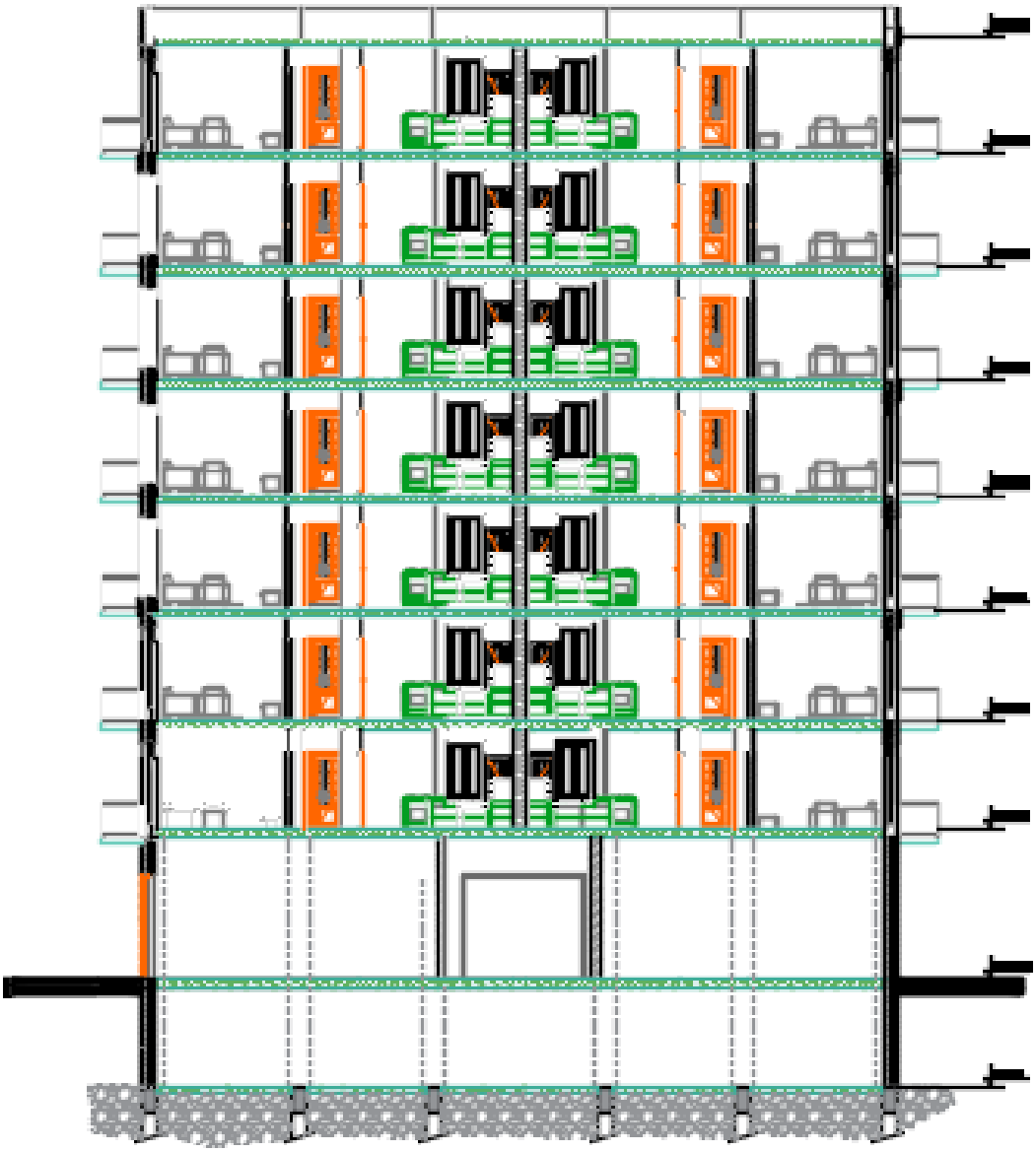
VI.3.2.1 Dimensionnement des semelles 90
VI.4.2.2 Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 91
VI.4.2.3 Vérification de la contraint des semelles filantes 91
VI.3.2.2 Vérification des semelles filantes croisées 91
VI.3.2.2 Ferraillage de la semelle filante 92
VI.3.2.2.1 Vérification de poinçonnement 93
VI.3.2.3 Pré dimensionnement de Poutre de Libage 94
VI.3.2.3.1 Détermination des moments de la poutre de libage 95
VI.3.2.3.1.a Calcul des armatures longitudinales 95
VI.3.2.3.1.b Vérification des contraintes à l'ELS 95
VI.3.2.3.1.c Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2 95
VI.3.2.3.1.d Armatures transversales 95
VI.3.2.3.1.e Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 96
VI.4.4 Calcule le ferraillage de Longrine 96
VI.4.4.2 Vérification des contraintes normal à l'état limite de service:Combinaison : G+Q ……..97
VI.4.4.3 Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement : Combinaison : G+Q .97
VI.4.5 Calcul de voile périphérique 97
VI.4.5.1 Calcul de la poussée des terres 98
VI.4.5.2 Vérification des contraintes à l'ELS 99
VI.4.5.3 Vérification au cisaillement à l'ELU 99
Conclusion générale 100



PLAN 1ER ETAGE



PLAN DE TOITURE



COUPE S-01



Façade Nord

Introduction générale :

La construction a toujours été un domaine important pour l'homme et l'une de ses professions préférées. L'homme est contraint de construire des structures pour répondre à ses besoins quotidiens, mais ces structures et leurs installations associées sont constamment exposées aux dommages causés par des phénomènes naturels tels que les tremblements de terre, les éruptions volcaniques, les ouragans, etc. Par conséquent, les ingénieurs doivent concevoir des structures robustes et résistantes à ces phénomènes. Pour éviter les pertes matérielles et humaines, résultant notamment de ces phénomènes imprévisibles, de nouvelles techniques de construction doivent être adoptées.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques et la plus adaptée à la protection contre les risques sismiques. Cette construction exige le respect préalable des normes de construction en vigueur, mais elle repose également sur des principes spécifiques en raison de la nature spécifique des charges sismiques. Ces principes et leurs méthodes d'application sont généralement décrits, avec plus ou moins de détails, notamment dans la réglementation algérienne relative aux séismes (RPA99, édition 2003).

Cette réglementation vise à garantir une protection acceptable contre les pertes. Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de sept étages, soutenus par des murs en béton armé. Après la présentation de la structure, les deux premiers chapitres sont consacrés aux calculs statiques. Nous commençons ensuite l'étude dynamique au chapitre 4, visant à garantir des performances structurelles optimales grâce à une disposition judicieuse des murs de renforcement.

Après avoir sélectionné la disposition adéquate, la structure est soumise au dimensionnement selon la norme RPA99, 2003. Sa réponse sera calculée à l'aide du logiciel. Le calcul du renforcement des éléments principaux sera présenté au chapitre 5. Enfin, le calcul de la sous-structure fera l'objet du chapitre 6. Nous concluons ce travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

Présentation de l’ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet à réaliser est un bâtiment construit en béton armé et qui comporte un Sous-Sol+RDC+7 étages avec une terrasse inaccessible, ce bâtiment est à usage multiple (Parking, commercial, habitation), il sera implanté à Oran qui est classée comme zone de sismicité élevé (zone IIa) suivant la classification du Règlement Parasismique Algérien RPA 99 V 2003 [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de Conceptions et de Calcul des structures en Béton Armé CBA 93 [2], ainsi qu'au RPA 99 V 2003 [1].

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 21.11 m
- Largeur totale du bâtiment : 20.28 m

I.2.2 Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur de sous-sol : 3.00 m
- Hauteur du RDC : 3.06 m
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment : 24.48 m

I.3. Classification du bâtiment selon RPA 2003 :

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, il appartient au groupe d'usage « 2 » avec un coefficient d'importance « I=1 ».

Le sol est considéré comme un site ferme (S3).

I.4 Caractéristiques structurelles :

I.4.1 Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte sept niveaux qui mesurent une hauteur de « 24.48 m », le RPA 99 v 2003 limite les hauteurs des structures en portiques auto stables dans la zone « IIa » à « 11m », et comme notre bâtiment dépasse ce niveau cela nous oblige à insérer des voiles de contreventement et obtenir par conséquence un système de contreventement assuré par des portiques et des voiles (système mixte). ►► Art 3.4 RPA99 v 2003◄◄

I.4.2 Planchers :

Nous avons utilisé deux types de planchers, planchers à corps creux et planchers à dalle pleine dont le rôle est de supporter les charges verticales et de les transférer aux éléments verticaux de la structure par l'intermédiaire des poutres.

I.4.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une l'âme d'air de 5 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.
- Murs intérieurs (en simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

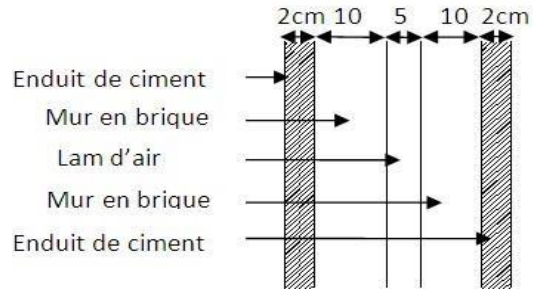


Figure I.1: Mur double cloison.

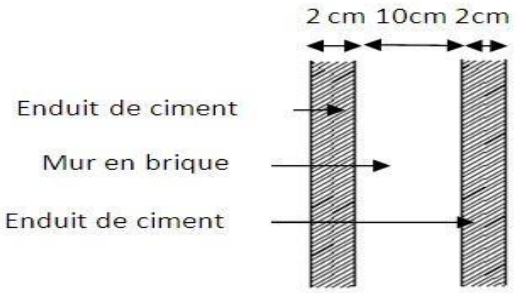


Figure I.2: Mur simple cloison.

I.4.4 Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

I.4.5 Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol donné par le laboratoire.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.5.1 Le béton :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Tableau I.1 : Hypothèses de calcul béton.

La masse volumique de béton		ρ = 2.5 t/m3	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours		fc28 = 25 MPA	
La résistance du béton à la traction		ft28 = 2.1 MPA	[ART A.2.1.1.2 CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)		$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$	
Coefficient de dilatation		$\boldsymbol{\theta=1x10^{-5}}$	[ARTA.3.1.3.3. CBA93]
Module d'élasticité instantané E_{ij}		32164.20 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Module d'élasticité différé E_{vj}		10818.86 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de poisson (υ)	**ELU**	0	[ART A.2.1.2 CBA93]
	ELS	0.2	[ART A.2.1.2 CBA93]
Contrainte de cisaillement (τ_u)	**Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**	2.50 MPA	
	Fissuration peu nuisible	3.33 MPA	
Contrainte en compression (σ_{bc})	**Situation durable**	14.20 MPA	
	Situation accidentelle	18.50 PA	

I.5.2. Les aciers :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts **:** une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilises et leurs nuances.

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**	**F_e(MPA)**
Rond lisse	Armatures transversales	$\boldsymbol{F_eE220}$	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	$\boldsymbol{F_eE220}$	Ø ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	$\boldsymbol{F_eE220}$	Ø6	520

Tableau I.3 : Hypothèses de calcul acier.

<table>
<tr><td colspan="4">La masse volumique de l'acier</td><td>ρ = 7.85 t/m3</td></tr>
<tr><td colspan="4">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td>210000mA</td></tr>
<tr><td rowspan="7">Contraintes limites (σ_s)</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durableσ_s</td><td>348 MPA</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelleσ_s</td><td>400 MPA</td></tr>
<tr><td rowspan="5">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence$\bar{\sigma}_{\bar{s}}$</td><td>201.63 MPA</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse$\bar{\sigma}_s$</td><td>159.40MPA</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence$\bar{\sigma}_{\bar{s}}$</td><td>165 MPA</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse$\bar{\sigma}_{\bar{s}}$</td><td>130.42 MPA</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement des éléments structuraux.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux s'agit de faire des dimensionnements préliminaires des éléments de l'ossature tels que : les planchers, les dalles pleines, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles **CBA93**.

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

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

h_t: L'épaisseur du plancher ;

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à nus d'appuis).

- Pour notre projet : L=540 cm.

$$\frac{540}{25} \leq h_t \leq \frac{540}{20} \Rightarrow \qquad 21.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 27 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{540}{22.5} \Rightarrow \qquad \mathrm{ht} \geq 24 \text{ cm} \qquad \text{On adopte : } \boldsymbol{h_t} = 25\text{cm}$$

$h_t = d + e \Rightarrow h_t = 20+5$ cm.

Avec : d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

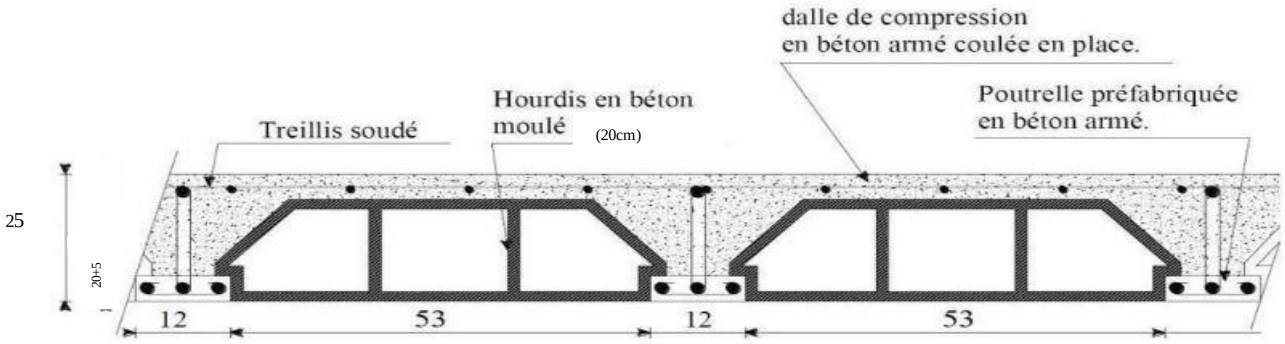


Figure II.1 : Plancher corps creux (20+5).

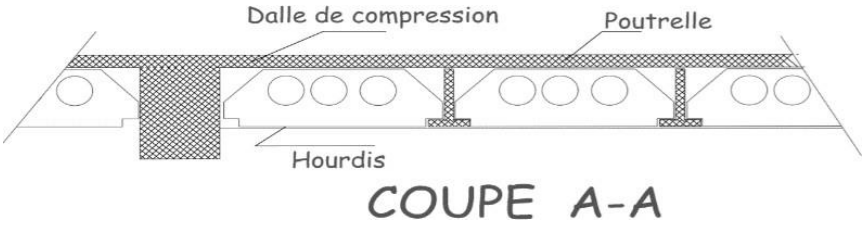


Figure II.2 : coupe de dalle en plancher corps creux

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments

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

Verticaux (Poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche.

$$0.27h \leq b \leq 0.36h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entre l'axe d'appuis,

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1: Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	***Poutres secondaires***
Conditions de Résistance	L= 595 cm ⇒ 39.66cm ≤ h ≤ 59.3cm On adopte : **h = 45 cm** ⇒ 12.15 cm ≤ b ≤ 16.2 cm On adopte : **b=30cm**	L= 410 cm ⇒ 27.33cm ≤ h ≤ 41.0cm On adopte : **h=35cm** ⇒ 9.45cm ≤ b ≤ 12.6cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 2003 Art.7.5.1	b = 30cm ≥ 25cm h = 45cm ≥ 30cm h/b = 1.5 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 25cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1.16 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

- **Conclusion :**

  ♦ Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b\times h) = 30\times45\ cm^2$.

  ♦ Pour les poutres secondaires, on adopte la section : $(b\times h) = 30\times35\ cm^2$.

II.4. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2] [2] *:*

II.4.1. Charges permanentes :

II.4.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

II.4.1.1.1. Plancher à corps creux :

Tableau II.2: Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

N°	***Composants***	***Epaisseur (m)***	***Poids volumique (kN/m³)***	***Poids surfacique (kN/m²)***	***Référence***
1	***Gravillon roulé 8/15***	0.04	20	0.80	DTR BC.2.2 Art C.5
2	***Etanchéité multicouche***	0 .02	6	0.12	DTR BC.2.2 Art C.5
3	***Papier Kraft***	/	/	0.05	/
4	***Forme de pente***	0.15	22	2.22	DTR BC.2.2 Art Annex B
5	***Film polyane***	/	/	0.01	/
6	***Plaque de liège***	0.04	4	0.16	DTR BC.2.2 Art annex B
7	***Pare vapeur***	0.01	6	0 .06	/
8	***Plancher corps creux (20+5)***	0.21	/	3.05	DTR BC.2.2 Art C.3
9	***Enduit en plâtre***	0.02	10	0.20	DTR BC.2.2 Art C.2.1
TOTAL				**6.40**	

II.4.1.1.2. Plancher dalle pleine :

Tableau II.3: Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Référence*
1	*Gravillon roulé 8/15*	0.04	20	0.80	DTR BC.2.2 Art C.5
2	*Etanchéité multicouche*	0 .02	6	0.12	DTR BC.2.2 Art C.5
3	*Papier Kraft*	/	/	0.05	/
4	*Forme de pente*	0.11	22	2.42	DTR BC.2.2 Art Annexe B
5	*Film polyane*	/	/	0.01	/
6	*Plaque de liège*	0.04	4	0.16	DTR BC.2.2 Art Annexe B
7	*Pare vapeur*	0.01	6	0 .06	/
8	*Dalle pleine*	0.15	25	3.75	
9	*Enduit en plâtre*	0.02	10	0.20	DTR BC.2.2 Art C.2.1
TOTAL				**7.57**	

II.4.1.2. Plancher étage courant :

II.4.1.2.1. Plancher à corps creux :

Tableau .4: Charge due aux planchers à corps creux.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Carrelage*	0.02	20	0.40	Art C.4
2	*Mortier de pose*	0.02	/	0.40	Art C.3
3	*Lit de sable*	0.03	18	0.54	Art Annexe VI A
4	*Plancher corps creux (20+5)*	0.21	/	3.05	Art C.3
5	*Enduit en plâtre*	0.02	18	0.20	Art C.2.2
6	*Cloison simple*	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				**G =5.96**	

II.4.1.2.2. Plancher dalle pleine :

Tableau II.5 Charge due aux planchers à dalle pleine.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*	*Article de référence*
1	*Carrelage*	0.02	20	0.40	Art C.4
2	*Mortier de pose*	0.02	/	0.40	Art C.3
3	*Lit de sable*	0.03	18	0.54	Art Annexe VI A
4	*Dalle pleine*	0.15	25	3.75	
5	*Enduit en plâtre*	0.02	18	0.20	Art C.2.2
6	*Cloison simple*	0.10	/	1.62	Art C.1
TOTAL				**G =6.91**	

II.4.1.3. Maçonnerie :

II.4.1.3.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.6: Charge permanente du mur intérieur.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids linier (kN/ml)*	*Article de référence*
1	*Enduit en ciment*	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
2	*Brique creuse*	0.10	9	0.90	Art C.1
3	*Enduit en ciment*	0.02	0.18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				**G =4.95**	

II.4.1.3.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.7: Charge permanente du mur extérieur.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids linier (kN/ml)*	*Article de référence*
1	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	Art C.2.2
2	*Brique creuse*	0.10	90	0.90	Art C.1
3	*Lame d'air*	0.05	/	/	/
4	*Brique creuse*	0.10	90	0.90	Art C.1
5	*Enduit en ciment*	0.02	18	0.36	Art C.2.2
TOTAL				**G =7.71**	

II.4.2. Charges d'exploitation :

- **Terrasse inaccessible** : Q=1kN/m².[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2] [2]
- **Habitation** : Q=1.5 kN/m².[Art7.1 DTR.B.C.2.2] [2]
- **Loggia** : Q=3.5 kN/m²
- **RDC** : Q=5 kN/m²
- **Parking** : Q=2.5 kN/m²

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, On dimensionne la section du béton des poteaux à la compression simple, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

Cette charge doit être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette Charge devienne : (N_u^*=1.1Nu). Selon le [1] ►► [Art B.8.11] ◄◄

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.

- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA 2024 : [Art 7.4.1].

II.5.1.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau intermédiaire.

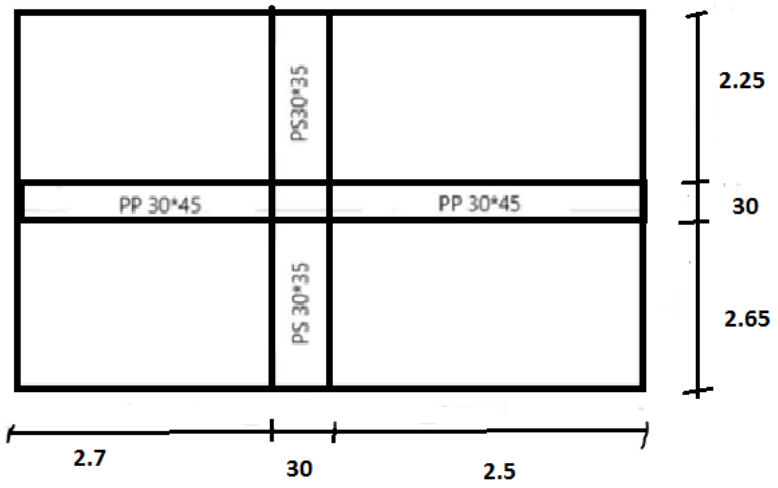


Figure II.3: Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

II.5.1.2. Calcul de la surface reprise par le poteau :

$$S_{totale} = (2.7 + 0.30 + 2.5) * (2.65 + 0.30 + 2.25) \Rightarrow \quad S_{totale} = 28.6\ m^2$$

$$S_{plancher} = (2.7 + 2.5) * (2.65 + 2.25) \Rightarrow \quad S_{plancher} = 25.48\ m^2$$

S_{totale}: Surface totale du plancher y compris les poutres.

$S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

II.5.1.3. Calcul de la capacité portante N du poteau :

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq N = \alpha \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0.9.\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$ ►►CBA93 Art B.8.4.1◄◄

N: Effort normal admissible à l'ELU.

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r :la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

Br = (b-2cm) *(h-2cm) .

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad Si \ \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.30\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 \quad Si \ \ 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \lambda = \dfrac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0 \end{cases}$$

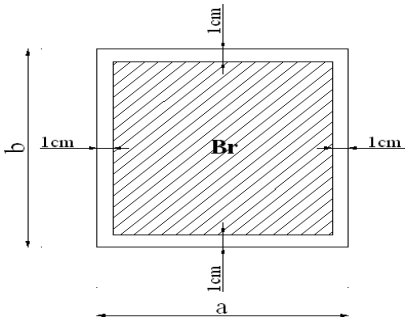


Figure II.4: La section réduite du poteau.

λ : l'élancement mécanique ;

i : rayon de giration ;

l_0 : Longueur du poteau ***(****Dans notre projet,* ***l_0=3.06 m*** *pour tous les étages. Sauf le sous sole,* ***l_0=3 m)***

l_f: Longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=3.06 m pour tous les étages. Sauf s-sole, l_0=3.00 m

$$i = \sqrt{I/b^2}$$

I : moment d'inertie du poteau ;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad ; \quad I = \frac{b^4}{12}$$

$$i = \sqrt{\left(\frac{b^4}{12}\right)/b^2} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

f_{c28}=25 MPA ;=400 MPA ; Situation durable : (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15)

II.5.1.4. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$:

Tableau II.8: Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau.

Niveau	Démontions (mm)	(mm²)	L_f(m)	i (m)	λ	α	A(cm^2)	$\bar{N}_u$
7^{éme}	300x300	78400	2.142	0.086	24.906	0.771	90	1143.513
6^{éme}	300x300	78400	2.142	0.086	24.906	0.771	90	1143.513
5^{éme}	350x350	108900	2.142	0.101	21.207	0.621	122.5	1278.810
4^{éme}	350x350	108900	2.142	0.101	21.207	0.621	122.5	1278.810
3^{éme}	350x350	108900	2.142	0.101	21.207	0.621	122.5	1278.810
2^{éme}	400x400	144400	2.142	0.101	21.207	0.621	160	1695.160
1ère	400x400	144400	2.142	0.115	18.626	0.662	160	1807.078
RDC	450x450	184900	2.142	0.115	24.347	0.572	202.5	1998.859
Sous-sol	450x450	184900	2.1	0.115	18.260	0.668	202.5	1823.457

On prend pour les poteaux les sections de pré dimensionnement, pour des raisons de calcul (zone, bâtiment en 9 niveaux). Ces dimensions doivent satisfaire aux conditions du RPA 2003 [Art 7.4.1],

II.5.1.5 Charges permanentes :

$$G_{niveau} = G_{plancher} + G_{pp} + G_{ps} + G_{ptx}$$

Avec :

$G_{plancher}$= *la charge permanente du plancher* *$S_{plancher}$

$$_{(pp)\ ou\ (ps)} = b * h * L * \gamma_b$$

$$G_{ptx} = b * h_{\ étg} * L * \gamma_b$$

γ_b: poids volumique du béton, $\gamma_b = 25kN/m^3$.

Tableau II.9: Charges permanentes cumulées des surfaces reprises.

Niveau	$G_{plancher}(kN)$	$G_{pp}(kN)$	$G_{ps}(kN)$	$G_{ptx}(kN)$	$G_{niveau}(kN)$	$G_{cumulé}(kN)$
7^{éme}	85.201	15.39	8.22	6.885	115.696	115.696
6^{éme}	85.201	15.39	8.22	9.371	115.696	231.392
5^{éme}	85.201	15.39	8.22	9.371	117.882	349.274
4^{éme}	85.201	15.39	8.22	9.371	117.882	467.156
3^{éme}	85.201	15.39	8.22	10.15	117.882	585.038
2^{éme}	85.201	15.39	8.22	10.15	117.882	702.92
1ère	85.201	15.39	8.22	16	120.154	823.371
RDC	85.201	15.39	8.22	16	122.211	947.582
Sous-sol	85.201	15.39	8.22	16	122.211	1069.793

II.5.1.6. Charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

$$\sum_{3+n} = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$(Le\ coefficient\ \frac{}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5)$.

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ (terrasse inaccessible) ;

$Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6, Q_7$ =1.5 kN/m^2 (étage à usage habitations) ;

Q_{RDC} = 5 kN/m² (étage à usage commercial).

7émé étage : Q_0

6émé étage : $Q_0 + Q_1$

5émé étage : $Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$

4émé étage : $Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

3émé étage : $Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

2émé étage : $Q_0 + 0.80\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

1ère étage : $Q_0 + 0.75\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

RDC : $Q_0 + 0.7\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Sous-sol : $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q)$

$$Q = S_{totale} * Q_i$$

Tableau II.10: Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises.

Niveau	Q	*Q (kN)*		*3+n/2n*	$Q_{cumulé}(kN)$
7*éme*	1	16.70	16.70	0	16.70
6*éme*	1.5	16.70	25.05	1	41.75
5*éme*	1.5	16.70	25.05	0.95	66.8
4*éme*	1.5	16.70	25.05	0.9	91.85
3*éme*	1.5	16.70	25.05	0.85	116.9
2*éme*	1.5	16.70	25.05	0.8	141.95
1*ère*	1.5	16.70	25.05	0.75	167
RDC	5	16.70	83.5	0.7	250.5
Sous- sol	2.5	16.70	41.75	0.65	292.25

II.5.1.7. L'effort normal ultime N_u :

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau II.11: Vérification de l'effort normal des poteaux.

Niveau	*B(mm²)*	*G (kN)*	*Q (kN)*	N_u *(kN)*	*Nu* 1.1(kN)*	*N (kN)*	*Nu* ≤ N*
7*éme*	300x300	115.696	16.70	181.239	199.62	1143.513	Vérifiée
6*éme*	300x300	231.392	41.75	375.733	413.306	1143.513	Vérifiée
5*éme*	350x350	349.274	66.8	571.719	628.890	1278.810	Vérifiée
4*éme*	350x350	467.156	91.85	768.435	845.278	1278.810	Vérifiée
3*éme*	350x350	585.038	116.9	965.151	1061.661	1278.810	Vérifiée
2*éme*	400x400	702.92	141.95	1161.867	1278.05	1693.160	Vérifiée
1*ère*	400x400	823.371	167	1362.050	1498.255	1807.078	Vérifiée
RDC	450x450	947.382	250.5	1654.715	1820.186	1998.859	Vérifiée
Sous- sol	450x450	1069.793	292.25	1882.595	2070.855	2334.331	Vérifiée

II.5.1.8. Vérification selon le RPA 2003

II.5.1.8.1. RPA99 version 2003 ►► [Art 7.4.1] ◄◄ :

Tableau II.12: Vérification des sections selon le RPA99 version2003.

Niveau	*Condition à vérifier*	*Application de condition*	*Vérification*
7éme, 6éme,	Zone IIa Min (b, h) ≥ 25 cm Min (b, h) ≥ h_e /20 0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	Min (30, 30) ≥ *25 cm* h_e /20 = (306 /20 = 15.3cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Condition vérifiée
5éme, 4éme, 3éme,	Zone IIa Min (b, h) ≥ 25 cm Min (b, h) ≥ h_e /20 0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	Min (35, 35) ≥ *25 cm* h_e /20 = (306 /20 = 15.3cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Condition vérifiée
2éme, 1ère,	Zone IIa Min (b, h) ≥ 25 cm Min (b, h) ≥ h_e /20 0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	Min (40, 40) ≥ *25 cm* h_e /20 = (306 /20 = 15.3cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Condition vérifiée
RDC,	Zone IIa Min (b, h) ≥ 25 cm Min (b, h) ≥ h_e /20 0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	Min (45, 45) ≥ *25 cm* h_e /20 = 400/20 = 20 cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Condition vérifiée
Sous–sol	Zone IIa Min (b, h) ≥ 25 cm Min (b, h) ≥ h_e /20 0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	Min (45, 45) ≥ 25 *cm* h_e /20 = 300/20 = 15cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	Condition vérifiée

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L≥4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Le RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $h_e$et des conditions de rigidité aux extrémités

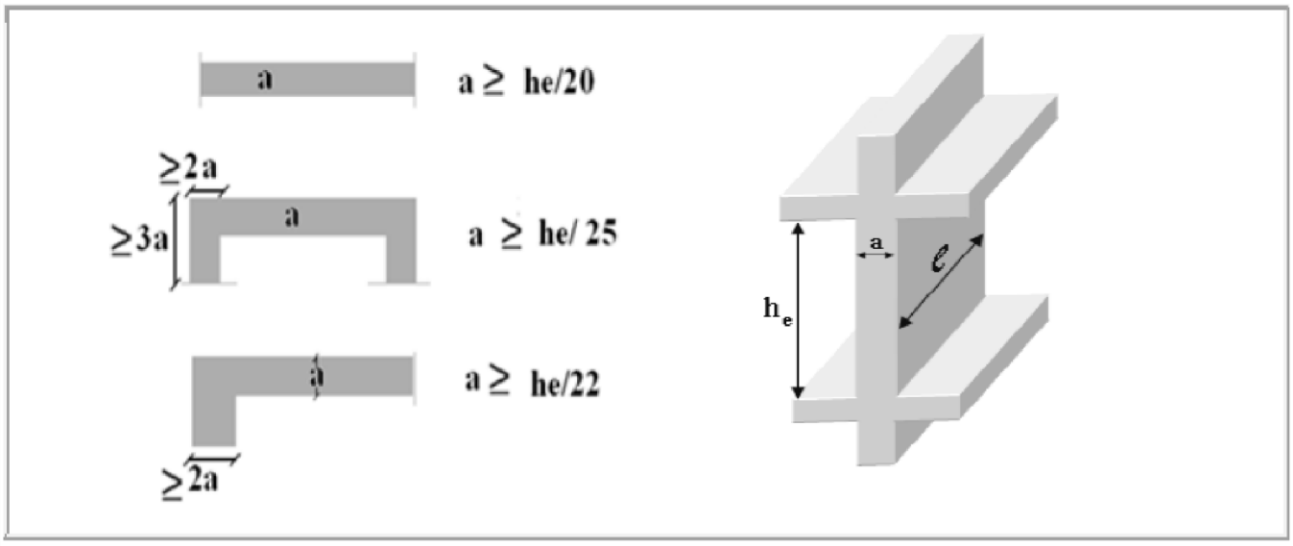


Figure II.5 : voile

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{25}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left[15cm, \ \frac{306\text{-}40}{25} \ = \ 10.63\right]$$

Conclusion :

On peut adopter une épaisseur de 20cm

Pour des raisons de calcul (zone IIa , bâtiment en 07 niveaux).

CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement qui s'introduire derrière les relevés, d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

III.1.1. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

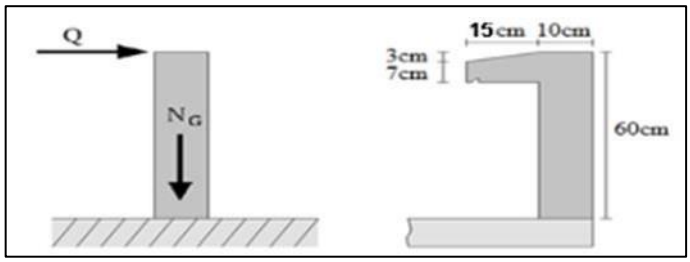


Figure III.1: Schéma statique de l'acrotère.

III.1.2 Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.

Charges permanentes	G=1.875 kN/ml	Réf : DTR B.C 2.2-Art.lll.1
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml	Réf :DTR B.C 2.2-Art.7.2.1

III.1.3 Détermination des efforts :

TableauIII.2. Les efforts exercés sur l'acrotère.

	ELU	***ELS***
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.53$ kN	$N_u = G = 1.875$ kN
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9$ kN.m	$M_{ser} = Q.h = 0.60$ kN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	$T_{ser} = Q = 1$ kN

III.1.4 Calcul de ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

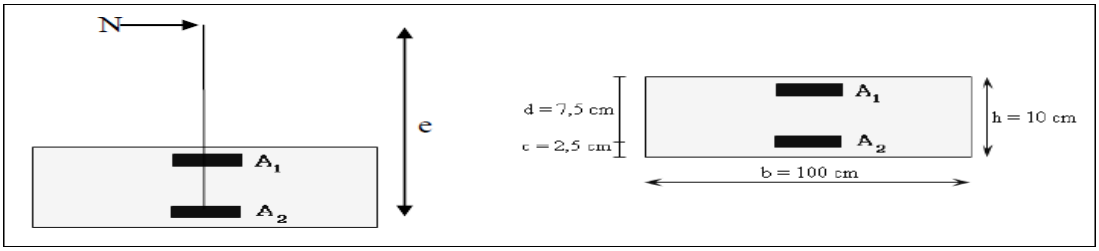


Figure III.1. Section de béton armé dans l'acrotère.

$$A_{s1} = 4.4\ cm^2 \quad ; \quad A_{s2} = 4.4\ cm^2$$

- **Armatures choisit :**

$$A_{s1} = A_{s2} = 7HA10 = 5.5cm^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{b - 2c - n\emptyset}{n-1} = \frac{100 - 2(2.5) - (7 * 1)}{(7-1)} = 14.66cm \quad \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$S_t = 15cm \leq S_{min} = \text{Min}\,[3h\ ;\ 33\,] = 30cm \qquad \Rightarrow \quad CV$$

- **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.375\ cm^2$$

On adopte : $A_{rép} = 4HA8 = 2.01cm^2$

- **Espacement :**

$$S_{rép} = \frac{60 - 5 - (4 * 0.8)}{3} = 17\ cm\ \leq S_{min} = \text{Min}\,[4h\ ;\ 45cm] = 40cm \quad \Rightarrow \text{CV}$$

On adopte : $S_{rép} = 15\ cm.$

III.1.5. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

On doit vérifier ces trois conditions : $\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_{\bar{b}} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_s{}' \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\ MPa$$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_{badm} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$ Réf : CBA 93-Art.A.4.5.3.3

$\bar{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e\ ;\ \eta.110\sqrt{f_{tj}}\right] = Min[255.05\ MPa; 266.66\ MPa]$ Réf : CBA 93-Art.A.4.5.3.3

$$\bar{\sigma}_s = 255.05\ MPa$$

$$\sigma_b = 0.3\ MPa \leq \bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}} = 15\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$\sigma_s = 2.6\ MPa \leq \bar{\sigma}_s = 255.05\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$\sigma'_s = 2.2\ MPa \leq \bar{\sigma}_s = 255.05\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

III.1.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

On doit vérifier cette condition : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right] = MIn[\,2.5MPa\,; 4MPa] \Rightarrow \tau_{adm} = 2.5MPa$ Réf : CBA 93-

$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5*10^3}{1000*(0.9*100)} = 0.016MPa$ Réf : CBA 93-Art.A.5.1.1

$$\tau = 0.016\ MPa \leq \tau_{adm} = 2.5\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

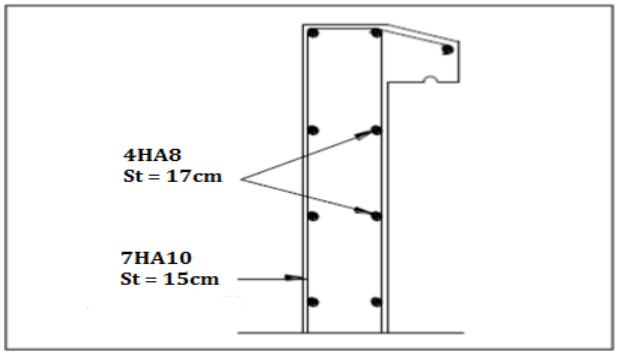


Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1 La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm ;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : \ L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0.02\ L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : \ 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE400 ($F_e = 400$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a: $L = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\ L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{400} = 0.46cm^2/ml$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

$On\ choisira : \ A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 20cm.$

$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 25cm.$

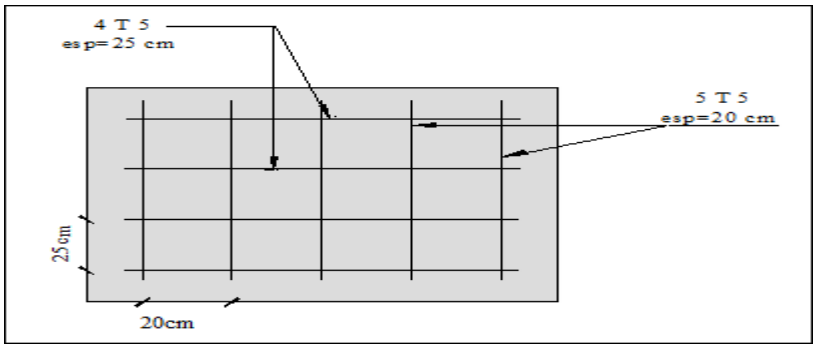


Figure III.3. Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.2.2 Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

- Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$:on ne nécessite pas des étaiements.
- Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

- Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation

Tableau. III.3: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Travée L	Q (KN)	G (KN/ml)	
		poids de poutrelle	**poids du corps creux**
5,18	2.05	0,12×0,04×25=0,12	0,65×1 = 0,65
		0.77	

Surcharge d'exploitation

L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = \text{Max } [1KN \; 0.5L \; KN/m]$$

Calcul des moments :

Pour les étages :

Tableau III.4 : Calcul des moments

M_G (KN. m)	M_Q (KN. m)	M_U (KN. m)
$\frac{GL^2}{8} = 1.62\ KN.m$	$\frac{QL}{4} = 2.10\ KN.m$	$1{,}35M_G+1{,}5M_Q= 5.337$ KN.m

b = 0.12m ; d = 22.5 cm ; σ_b = 14.2 MPa ; γb= 1.5 MPa ; fc28 =25MPa

- ✓ $\mu = 3.65 > \mu_l = 0.392$ (condition non vérifié) => $A' \neq 0$
- ✓ Donc il est nécessaire de calcule des étaiements.

Calcul des étaiements :

Cette valeur de **μ** sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation (Tableau.III.1)

$$f_G = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I} \text{ et } f_Q = \frac{Q \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$f_{adm} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(mm)}{1000} \text{ si } L > 5 \\ \frac{L(mm)}{500} \text{si } L \leq 5 \end{cases}$$

Tableau III.5. vérification de la flèche des poutrelles avant coulage.

Étaiement	G	Q	fc28	E MPA	L mm	I mm4	Fmax mm	F barr mm	F<F bar
0	0,77	2,59	25	10819	5180	640000	2125,64	10,18	cnv
1	0,77	1,295	25	10819	2590	640000	132,85	5,18	cnv
2	0,77	1	25	10819	1726,66	640000	28,36	3,45	cnv
3	0,77	1	25	10819	1295	640000	10,61	2,59	cnv
4	0,77	1	25	10819	1036	640000	5,01	2,072	cnv
5	0,77	1	25	10819	863,33	640000	0,882	1,72	cv

Résultats : 5 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

Après coulage :

La poutrelle travaille comme une poutre continue partiellement encastrée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de Compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

III.2.2.1. Méthode de calcul :

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de Caquot. Les conditions de la méthode forfaitaire sont :

1- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser max entre le double des charges permanentes ou bien 5 kN/m^2. Q ≤ Max [2 G et 5 kN/m2]

2- Le rapport entre les travées successives doit être compris entre

3- 0,8 et 1,25. 0.8 ≤ Li / Li + 1 ≤ 1.25 Dans les différentes travées en continuité.

4- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes.

5- La fissuration est peu nuisible

Expose de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$.
- Mt = [1.2+0.3α 2] M0 pour travée de rive.
- Mt = [1+0.3α 2] M0 pour travée intermédiaire.
- Mt + $\frac{Me+Mw}{2} \geq$ Max [1.05 M0 et (1+0.3 α) M0]. Moment sur appuis
- Ma = 0,2M0…..... appuis de rive.
- Ma = 0,6M0…..... pour une poutre à deux travées.
- Ma = 0,5M0… ..... pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux Travées.
- Ma = 0,4M0…..... pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux Travées.

Avec :

→M0 : Moment isostatique. $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$ (ELU)

$M_0 = \frac{P_s L^2}{8}$ (ELS)

→ Mw : Moment max sur l'appui gauche

→Me : Moment max sur l'appui droit.

→Mt : Moment en travée.

Le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

→ Mt = 0.85 M0

→MA = MB = - 0.5 M0

Les efforts tranchants : $Tw = \frac{PL}{2} + \frac{Me+Mw}{L}$

Avec :

Tw : effort tranchant à gauche de la travée.

Te : effort tranchant à droite de la travée.

III.2.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.6. Evaluation des charges et surcharges.

Plancher	$G\ (kN/ml)$	$Q\ (kN)$	$P_u\ (kN/m)$	$P_{ser}\ (kN/m)$
Terrasse	0.65*G=4.16	0.65*Q=0.65	1.35G+1.5Q=6.2	G+Q=4.51
Etage Courant	0.65*G= 3.874	0.65*Q=0.975	1.35G+1.5Q =6.7	G+Q=4.85
RDC	0.65*G=3.87	0.65*Q=3.25	1.35G+1.5Q=10.10	G+Q=7,12

Dans notre étude nous avons 4 types des poutrelles

Type 01 :(Poutrelle à 02 travée) :

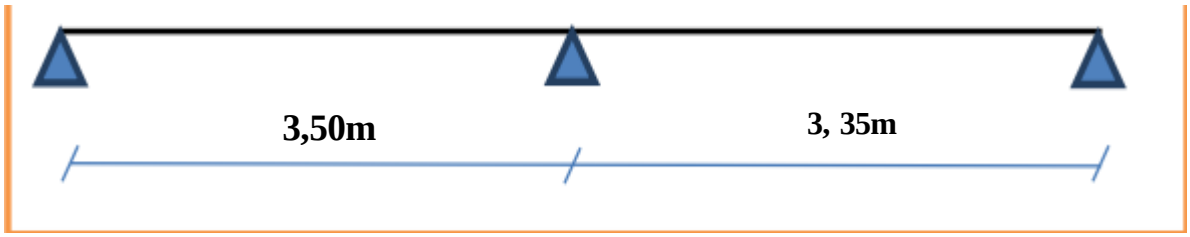


Figure III.5: Poutrelle à 02 travées.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

-Q = 1,5kN/m^2≤ Max [2 G= 2 x3,87=7,74 kN/m^2 et 5 kN/m^2] = 7,74 kN/m^2 CV

- L'inertie est constante pour toutes les travées..... CV

- 0.8 < 3.52/ 3.35→ 0,8< 1.05..... CV

-La fissuration peu nuisible (Condition vérifiée).

-Donc la méthode forfaitaire est applicable.

Plancher étage courant ;

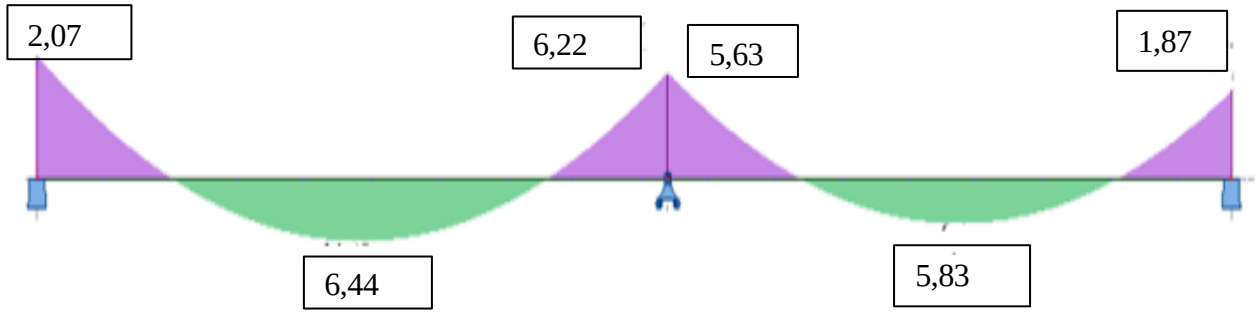
Tableau III.7: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELU).

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	6,7	3,52	10,37	6,44	2,07	6,22	11,60	10,42	12,77
B-C	6,7	3,35	9,39	5,83	5,63	1,87	11,03	12,16	9,91

Tableau III.8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELS).

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4,85	3,52	7,44	4,62	1,48	4,46
B-C	4,85	3,35	6,74	4,19	4,048	1,34

ELU :



ELS :

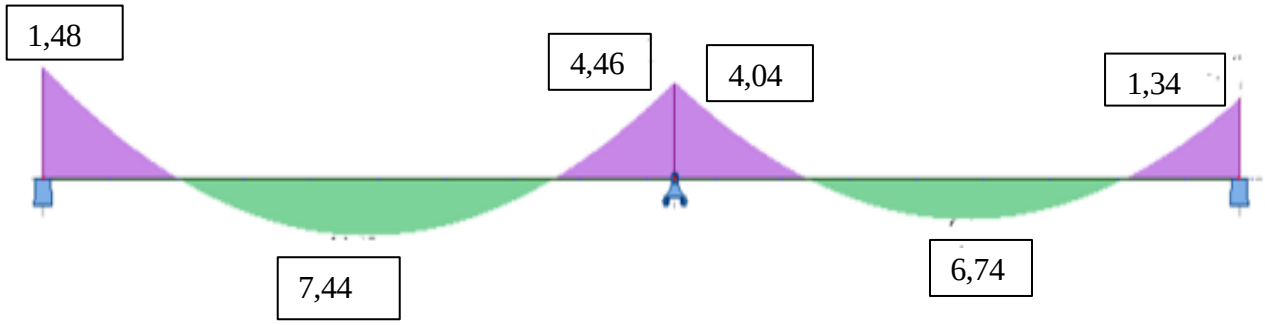


Figure III.6: Diagrammes des moments du plancher étage courant 2 travées ELU et ELS

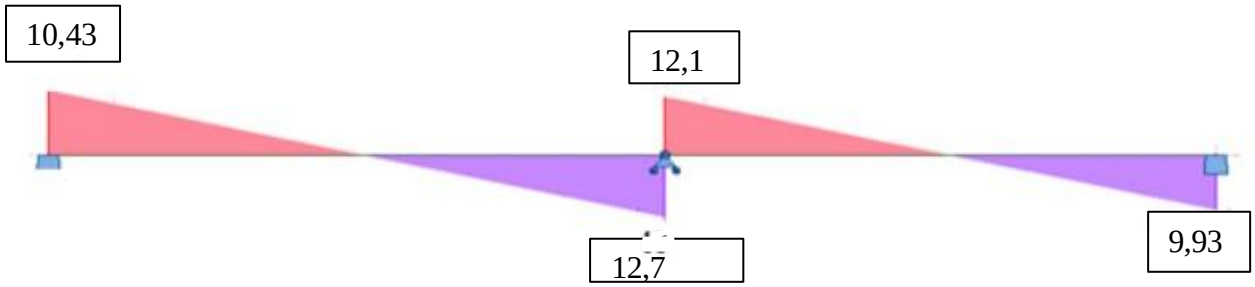


Figure III.7 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher étage courant 2 travées

Plancher de terrasse ;

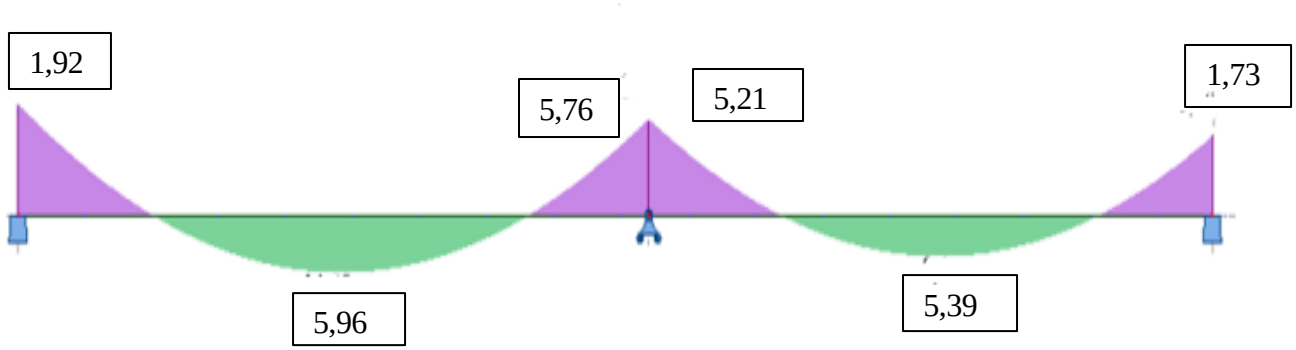
Tableau III. 09. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELU)

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	6,2	3,52	9,60	5,96	1,92	5,76	11,60	10,5	12,69
B-C	6,2	3,35	8,69	5,39	5,21	1,73	11,03	12,07	10,001

Tableau III. 10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELS)

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4,51	3,52	7,44	4,62	1,48	4,46
B-C	4,51	3,35	6,74	4,19	4,04	1,34

ELU ;



ELS ;

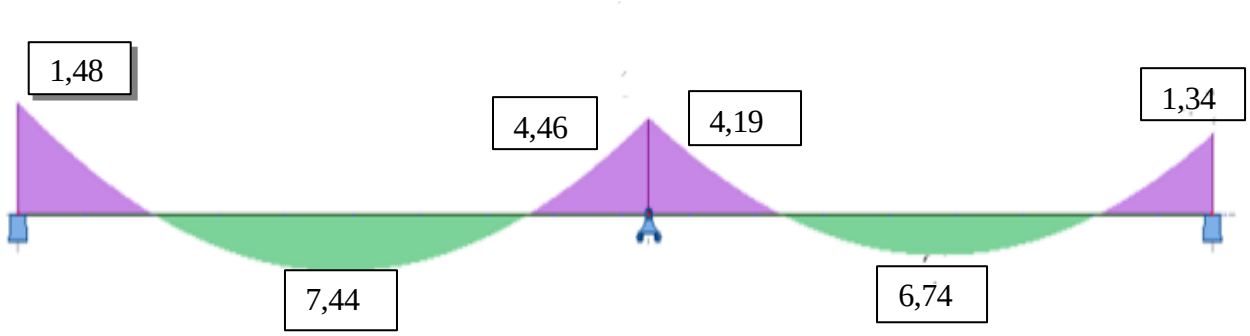


Figure III.8. Diagrammes des moments du plancher terrasse 2 travées ELU et ELS

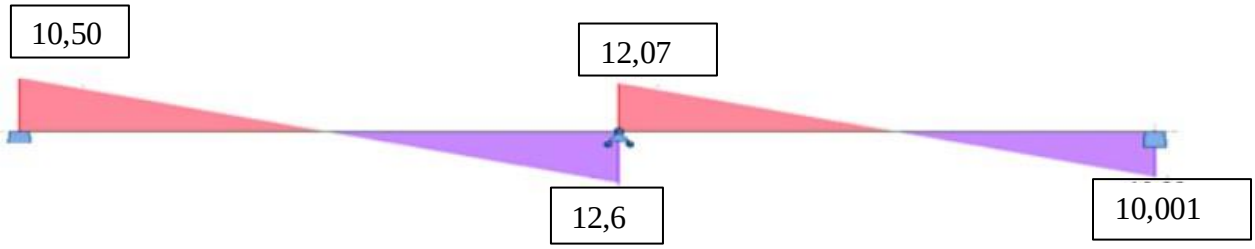


Figure III.9 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 2 travées

Plancher RDC ;

Tableau III.11: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELU)

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	10,1	3,52	15,64	9,70	3,12	9,38	11,6	9,82	13,37
B-C	10,1	3,35	14,16	8,79	8,5	2,83	11,03	12,73	9,34

Tableau III.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02travées (ELS)

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	7,12	3,52	7,449	4,62	1,48	4,46
B-C	7,12	3,35	6,747	4,19	4,048	1,34

Type 02 :(Poutrelle à 03 travées) :

La méthode de forfaitaire n'est pas vérifier en passe à la méthode de Caquot :

Plancher terrasse ;

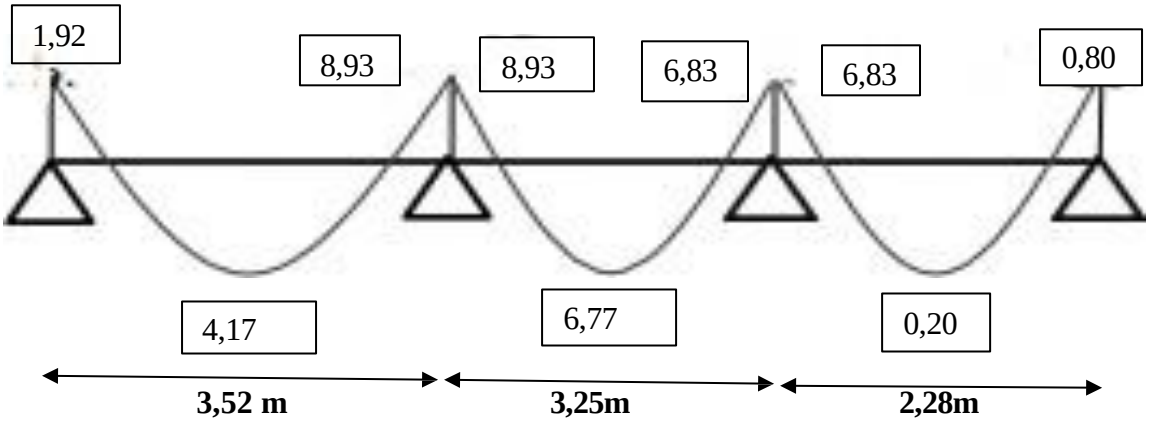
Tableau III.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03travées (ELU)

Travées	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	3,52	3,52	9,60	1,92	8,93	4,17	8,91	-12,90
BC	4,35	3,48	14,66	8,93	6,83	6,77	13,96	-13,002
CD	2,28	2,28	4,02	6,83	0,80	0,20	9,71	-4,42

Tableau III. 14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03travées (ELS)

Travées	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	3,52	3,52	6,98	1,39	6,50	3,03
BC	4,35	3,48	10,66	6,50	4,97	4,93
CD	2,28	2,28	2,93	4,973	0,58	0,15

ELU :



ELS :

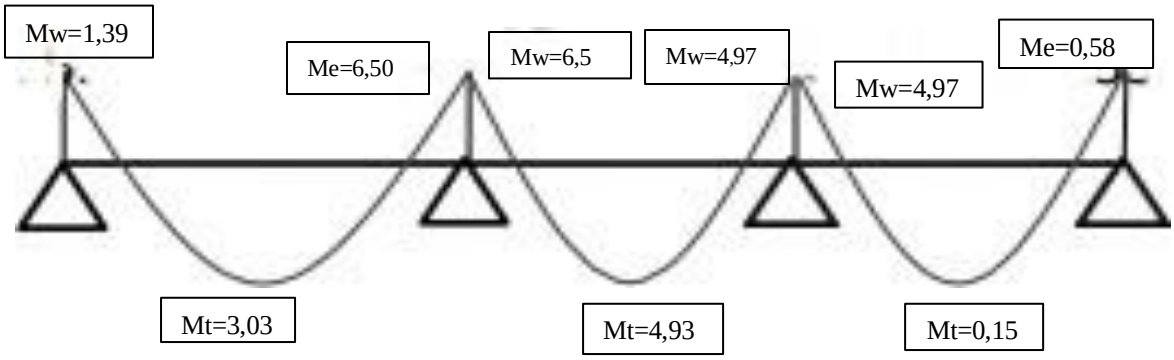


Figure III.10. Diagrammes des moments du plancher terrasse 3 travées ELU et ELS

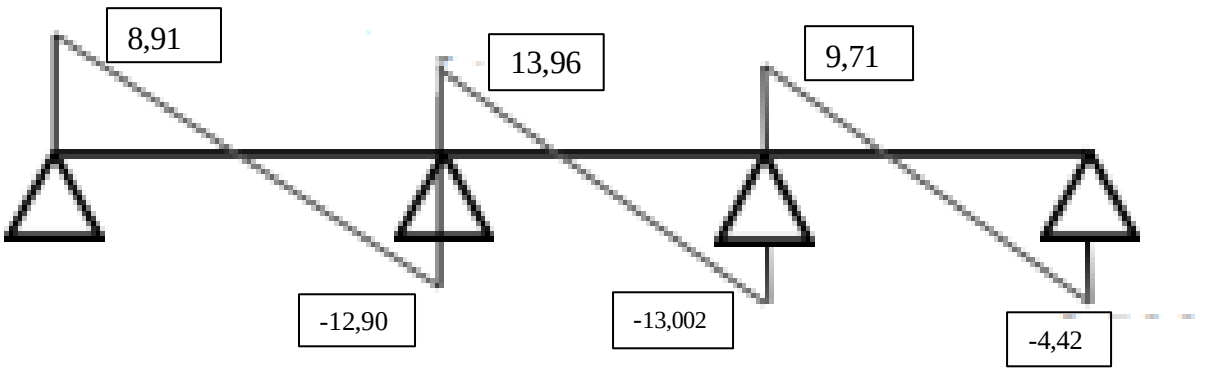


Figure III. 11 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse 3 travées

Plancher étage courant ;

Tableau III.15: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03travées (ELU)

Travées	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw(KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	3,52	3,52	10,37	2,07	9,65	4,51	9,6	-13,94
BC	4,35	3,48	15,84	9,65	7,38	7,32	15,09	-14,05
CD	2,28	2,28	4,35	7,38	0,87	0,22	10,49	-4,77

Tableau III.16: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03travées (ELS)

Travées	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	3,52	3,52	10,37	2,07	9,65	4,51
BC	4,35	3,48	15,84	9,65	7,38	7,32
CD	2,28	2,28	4,35	7,38	0,87	0,22

Plancher RDC ;

ELU :

Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03travées (ELU)

Travées	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	3,52	3,52	15,64	3,12	14,55	6,79	14,52	-21,02
BC	4,35	3,48	23,88	14,55	11,13	11,04	22,75	-21,18
CD	2,28	2,28	6,56	11,13	1,31	0,33	15,82	-7,20

ELS ;

Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 03travées (ELS)

Travées	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	3,52	3,52	11,02	2,20	10,26	4,79
BC	4,35	3,48	16,84	10,26	7,85	7,78
CD	2,28	2,28	4,62	7,85	0,92	0,23

Type 03 :(Poutrelle à 04 travées) :

Méthode Caquot :

Plancher terrasse ;

Tableau III.19. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELU)

Travées	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	3,52	3,52	9,60	1,92	7,39	4,944	9,35	-12,46
BC	3,35	2,68	8,69	7,39	4,10	2,94	11,36	-9,40
CD	2,28	1,82	4,02	4,10	15,10	-5,57	2,24	-11,89
DE	5,18	5,18	20,79	15,10	4,15	11,16	18,17	-13,94

Tableau III.20: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELS)

Travées	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	3,52	3,52	6,98	1,39	5,37	3,59
BC	3,35	2,68	6,32	5,37	2,98	2,14
CD	2,28	1,824	2,93	2,98	10,98	-4,05
DE	5,18	5,18	15,12	10,98	3,025	8,11

Plancher étage courant ;

ELU ;

Tableau III.21: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELU)

Travées	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	3,52	3,52	10,37	2,07	7,99	5,34	10,11	-13,47
BC	3,35	2,68	9,39	7,99	4,43	3,18	12,28	-10,15
CD	2,28	1,824	4,35	4,43	16,32	-6,02	2,42	-12,85
DE	5,18	5,18	22,47	16,32	4,49	12,06	19,6	-15,06

ELS ;

Tableau III.22. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELS)

Travées	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	3,52	3,52	7,51	1,50	5,78	3,86
BC	3,35	2,68	6,80	5,78	3,20	2,30
CD	2,28	1,824	3,15	3,20	11,81	-4,36
DE	5,18	5,18	16,26	11,81	3,25	8,73

Plancher RDC ;

ELU ;

Tableau III.23: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELU)

Travées	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t	T_w	T_e
AB	3,52	3,52	15,64	3,12	12,04	8,05	15,24	-20,30
BC	3,35	2,68	14,16	12,04	6,679	4,80	18,52	-15,31
CD	2,28	1,824	6,56	6,679	24,60	-9,08	3,64	-19,37
DE	5,18	5,18	33,87	24,60	6,77	18,18	29,60	-22,71

ELS ;

Tableau III.24. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04travées (ELS)

travées	L m	L'(m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t
AB	3,52	3,52	11,02	2,20	8,49	5,67
BC	3,35	2,68	9,98	8,49	4,70	3,38
CD	2,28	1,824	4,62	4,70	17,34	-6,40
DE	5,18	5,18	23,88	17,34	4,77	12,81

Type 04 :(Poutrelle à 05 travée) ;

Méthode Caquot :

Plancher terrasse ;

ELU;

Tableau III.25. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELU)

Travée	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T0	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	3,52	9,60	6,72	1,9	4,80	10,91	10,09	11,73
B-C	3,35	8,69	5,21	4,34	3,47	10,38	10,64	10,12
C-D	4,11	13,09	8,564	5,23	5,23	12,74	12,74	12,74
D-E	3,35	8,697	5,655	3,47	3,47	10,38	10,38	10,38
E-F	3,52	9,60	5,94	3,84	4,80	10,91	10,63	11,18

ELS ;

Tableau III.26. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELS)

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4,51	3,52	6,98	4,91	1,39	3,49
B-C	4,51	3,35	6,32	3,79	3,16	2,53
C-D	4,51	4,11	9,52	6,18	3,80	3,80
D-E	4,51	3,35	6,32	4,11	2,53	2,53
E-F	4,51	3,52	6,98	4,19	2,79	3,49

Plancher étage courant ;

ELU ;

Tableau III.27: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELU)

Travée	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	3,52	10,37	7,26	2,07	5,18	11,79	10,90	12,67
B-C	3,35	9,39	5,63	4,69	3,75	11,22	11,50	10,94
C-D	4,11	14,14	9,25	5,65	5,65	13,76	13,76	13,76
D-E	3,35	9,39	6,10	3,75	3,75	11,22	11,22	11,22
E-F	3,52	10,37	6,42	4,15	5,18	11,79	11,49	12,08

ELS ;

Tableau III.28: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELS)

Travée	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	3,52	7,51	5,28	1,50	3,75
B-C	3,35	6,80	4,08	3,40	2,72
C-D	4,11	10,24	6,65	4,09	4,09
D-E	3,35	6,80	4,42	2,72	2,72
E-F	3,52	7,51	4,50	3,004	3,75

Plancher RDC ;

ELU ;

Tableau III.29: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELU)

Travée	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	3,52	15,64	10,95	3,12	7,82	17,77	16,44	19,10
B-C	3,35	14,16	8,50	7,08	5,66	16,91	17,34	16,49
C-D	4,11	21,32	13,95	8,53	8,53	20,75	20,75	20,75
D-E	3,35	14,16	9,20	5,66	5,66	16,91	16,91	16,91
E-F	3,52	15,64	9,68	6,25	7,82	17,77	17,33	18,22

ELS ;

Tableau III. 30. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 05travées (ELS)

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	7,12	3,52	11,02	7,76	2,20	5,51
B-C	7,12	3,35	9,98	5,99	4,99	3,99
C-D	7,12	4,11	15,03	9,77	6,01	6,01
D-E	7,12	3,35	9,98	6,49	3,99	3,99
E-F	7,12	3,52	11,02	6,61	4,4	5,51

Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.31. : Récapitulations des efforts internes

	ELU			**ELS**	
	Mt max (KN.m)	Ma max (KN.m)	Tmax (KN)	Mt max (KN.m)	Ma max (KN.m)
ETAGE COURANT +TERASSE	12.06	-16.32	19.6	8.73	-11.81
RDC	18.18	-24.60	29.6	12.81	-17.34

III.2.2.3. Calcul de ferraillage à l'ELU :

III.2.2.3.1 Etage courant + terrasse :

Comme les efforts des différents types de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

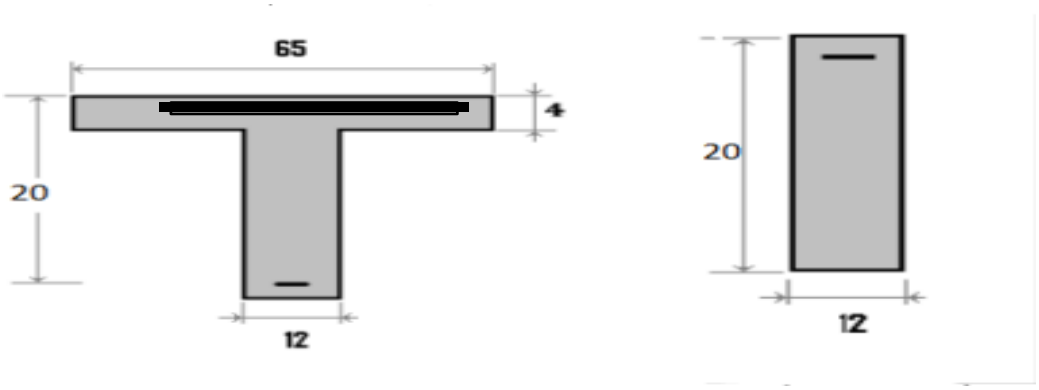


Figure III. 12 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

Tableau III. 32 : Ferraillage à l'ELU.

		En travée	En appuis
L'état limite ultime	Mu(kN.m)	12.06	16.32
	μ	0.021	0.028
	μl	**0.392**	
	μ ≤ μl	**Vérifiée**	**Vérifiée**
	A' (cm2)	0	1.4
	ß	0.989	0.986
	A (cm²)	2,9	3.37
	Le choix	**3HA12=** 3.39cm^2	**3HA12**=3.39cm^2
Vérification à l'ELS			
L'état limite service	M ser (kN.m)	8.73	11.81
	y1 (cm)	3.660	6.55
	IG (cm4)	7262.878	4073.851
	K (N/cm3)	17.01	68.04
	σb (MPa)	2.25	10.50
	$\bar{\sigma}$b (MPa)	15	15
	σb≤$\bar{\sigma}$b	CV	CV

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple les résultats sont :

En travée :

Armatures inf = 3HA12 = 3.9 cm^2 *armatures NODALE*

Armatures sup = 1HA10 = 0.79 cm^2 *armatures NODALE*

En appuis :

Armatures inf = 3HA12 = 3.9 cm² *armatures NODALE*

Armatures sup= **1HA10 = 0.79 cm²** *armatures NODALE* + **1HA10 = 0.79 cm²** *armatures* RENFORT

Armatures transversales :

•Vérification de contrainte de cisaillement :

Vu max = 19.6 kN (Effort tranchant max)

τ = Tu/ b. d = (19.6× 10^3) / (120 × 180) = 0.907 MPA

La fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$$

= 3.33 MPA

Donc : τ_u= 0.907 MPA ≤ 3.33MPa..... CV

• **Espacement St**:

St ≤ Min $\begin{cases} 0.9d & = (14.2; 40\ cm) \\ 40cm \end{cases}$

Donc: St=15 cm

At min ≤ 0.003St. **RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

$St \geq \frac{At}{0.003*b}$ = 15 cm. on adopt: St = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes :

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28}.K)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$\frac{0.39*10^2}{120*15}$ =0.0021≥ $\frac{1.15*(0.727-0.3*2.1*1)}{0.9*400*(0+1)}$ = 0.00030..... **(cv)**

At ≥ At min = $\frac{0.4*12*15}{400}$ =0.18 cm^2

At=0.39 cm^2 ≥ At min = 0.18 cm^2 ..... **(CV)**

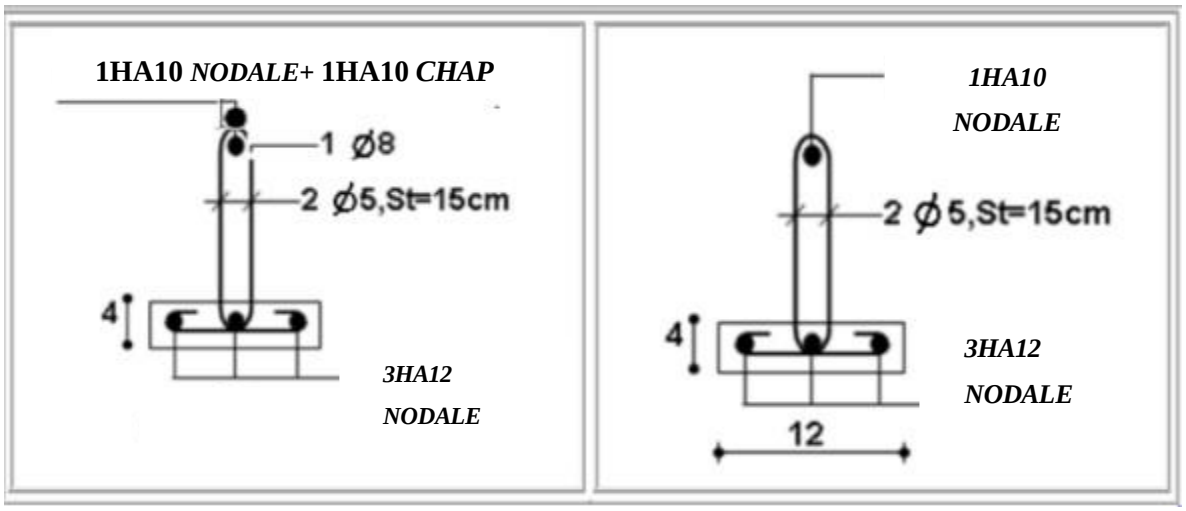
Tableau III.34. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ5	15 cm

III.2.2.3.2. Vérifications préliminaires de la flèche « Annexe A » :

Tableau III.35. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/L =0.20/5.18=0.038 Mt/ (15 Mo)=11.16/(15*20.79)=0.035	$\rho=\frac{At}{b0*d}=\frac{3.10}{12*18}=0.014$ 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
CV	**CV**



En appuis

En travée

Figure III.13 : Ferraillage des poutrelles

III.2.2.4.1 Ferraillage des poutrelles RDC :

Tableau III.36 : sollicitation des poutrelles

	ELU			**ELS**	
	Mt max (KN.m)	Ma max (KN.m)	Tmax (KN)	Mt max (KN.m)	Ma max (KN.m)
ETAGE	12.06	16.32	19.6	8.73	11.81

At = 3.1cm^2→ en travée

At = 4.2cm^2→ en appuis

Tableau III.37 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	En appuis
	3HA12=3.39 cm^2	3HA12=3.39 cm^2

En prendre le même ferraillage de l'étage courant et RDC.

III.3. Les escaliers :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre.

III.3.1. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier (droit à deux volées), avec un palier intermédiaire. Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

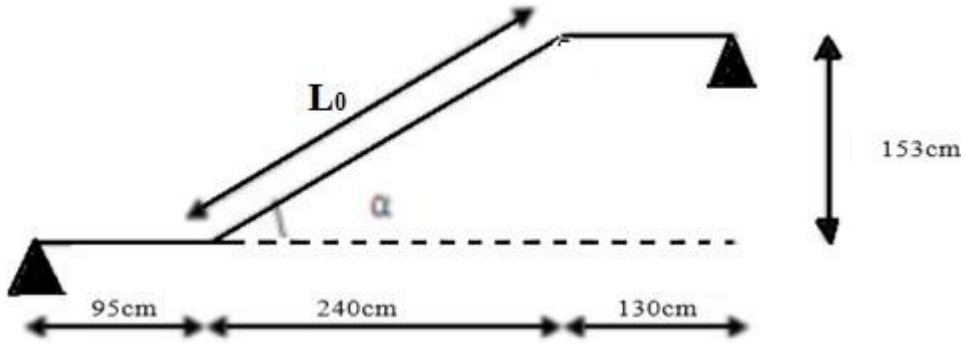


Figure III.14. Schéma statique d'une volée d'escalier.

Volée -1- :

(H = 1.53m, L= 2,4m)

L'angle d'inclinaison α :

tan α = H/L = 0.63 ⟹ α = 32.51

Longueur de la paillasse et du palier :

L paillasse = 1.53/sin 32.51° = 2.84 m

L total =L+ L paillasse + L = 0.95 +2.84+ 1.30 = 5.09m

Détermination de n, g, h :

Nombre de marches : n – 1 = 8

Nombre de contremarches n = 8 Hauteur de la contremarche h = H/n = 17 cm

Largeur de la marche g = L/ n−1 ⟹ g = 30 cm

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

tgα=h/g=15.3/2.4=0.637

=>α=32.51

$$L0 = \frac{153}{sin32.51} \Rightarrow \quad L = 2.84\ m$$

L=0.95+L0+1.60=0.95+L0+1.30= 5.09m

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 14.5\ cm \leq e \leq 16.96\ cm$$

On prendra : e =16cm

III.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

Tableau III.38. Charge permanente de la paillasse.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	***Mortier de pose***	0.02	20	0.40	Art.C.2
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	***Poids propre de la marche***	0.17/2	25	2.13	Art. B
5	***Poids propre de la paillasse***	0.15/cosα	25	5.3	Art. B
6	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36	Art.C.2
TOTAL				9.76	

Tableau III.39. Charge permanente du palier de repos.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m3)*	*Poids surfacique (kN/m2)*	*Article de référence*
1	***Carrelage***	0.02	20	0.40	Art.C.4
2	**Mortier de pose**	*0.02*	*20*	*0.4*	Art.C.2
3	***Lit de sable***	0.03	18	0.54	Annexe VI. A
4	***Poids propre du palier***	0.15	25	3.75	Art. B
5	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.34	Art. C
TOTAL				5.43	

b) Charges d'exploitation :

- Pour le palier de repos et la paillasse : $Q=2.5\ kN/m^2$ Réf :DTR B.C 2.2-Art.7.2.1

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.3.3. Détermination des sollicitations :

ELU : $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

ELS : $P_{ser} = G + Q$

Tableau III 40. Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G (kN/ml)	***Q (kN/ml)***	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	9.76	2.5	16.93	12.26
Palier	5.43	2.5	12.8	9.2

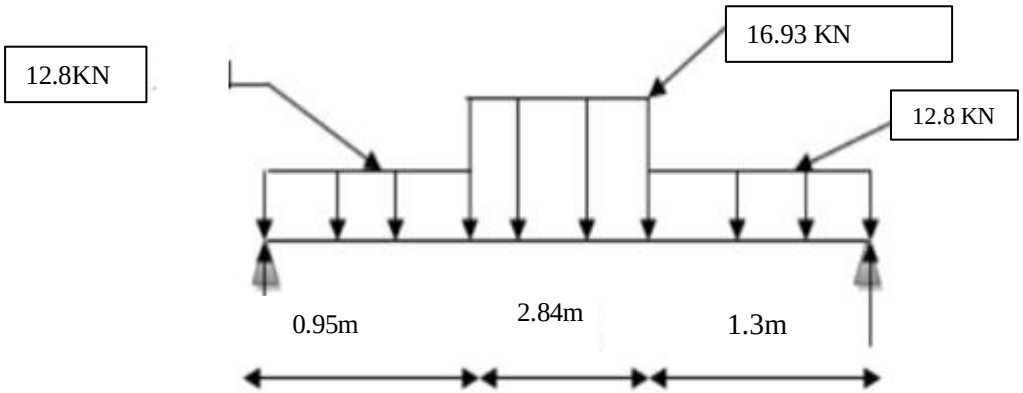


Figure III.15. Schéma statique des efforts du l'escalier du Volée1- à l'E.L.U

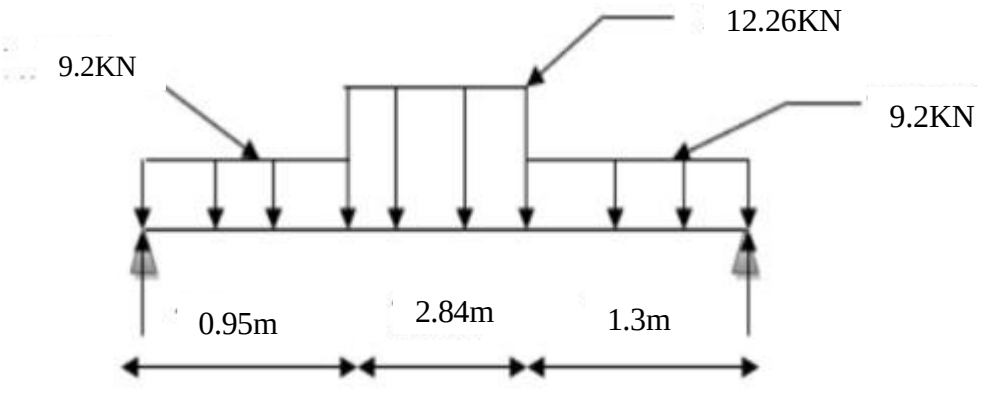


Figure III.16. Schéma statique des efforts du l'escalier du Volée1- à l'E.L.S

III.4.3 Ferraillage des escaliers :

Tableau III.41. Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h = 30 cm	d=14.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.42.Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	Mu (kN.m)	M	β	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{adopté}$ (cm²)
En travée	46.35	0.034	0.983	4.11	0	4HA12 = 4.52
En appuis	23.17	0.077	0.959	4.78	0	4HA14 = 6.15

Tableau III.43. Espacement d'acier de l'escalier.

	St (cm)	$\bar{St}$ (cm)	St(cm) < $\bar{St}$(cm)
En travée	St=25cm	min [3h=45cm ; 33cm]=33cm	CV
En appuis	St=25cm	min [4h=60cm ; 45cm]=45cm	CV

III.4.4. Condition de non fragilité :

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{100}$

En travées : A=4.52≥ $A_{min} = \frac{100*15}{1000} = 1.5\ cm^2$ (CV)

En appuis : A=6.15≥ $A_{min} = \frac{100*15}{1000} = 1.5\ cm^2$ (CV)

Tableau III.44. Les armatures de répartition.

	A_{rep} (cm²)	On adopte	St (cm)	$\bar{St}$ (cm)	St (cm< $\bar{St}$(cm)
En travée	A = 1.539	5 Ø 8 = 2.515 cm²	25	33	CV
En appuis	A=1.131	5 Ø 8 =2.515 cm²	25	45	CV

III.4.5. Vérification des contraintes normales « C.B.A 93 Article A.4.5.3 » :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ Tableau III.29. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S

Tableau III.45 Les sollicitations dans l'escalier.

	En travées	aux appuis
A (cm²)	4.52	6.15
M_{ser} (kN.m)	18.07	10.63
Y (cm)	3.969	3.4957
I (cm^4)	8804.434	6925.819
$\bar{\sigma}_b$(MPa)	15	
σ_b	7.348	4.840
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	CV	CV

III.4.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU « C.B.A Article A.5.1»

Type de fissuration : peu nuisible.

Tableau III.46. Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU.

Section (cm^2)	T(KN)	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 × 15	33.88	0.25624	3,33	CV

III.4.7 Vérification de la flèche « C.B.A 93 B.6.5 » Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

1^{ere} *condition*:

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{279} = 0.107 \geq 0.063$

2^{eme} *condition*:

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.107 \geq \frac{38.008}{10*47.51} = 0.08$ CV

3^{eme} *condition*:

$\frac{A_t}{b_0*d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{4.11}{20*27.9} = 0.007 \leq 0.011$ CV

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite}$

Tableau III.47. Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU.

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ%	σ_s (MPa)	M	y (cm)	I_0 (cm^4)
4.52	18.06	0.49	217.927	0.991	8.187	33119.597
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
34946.666	35822.711	2.0939	6.1283	4.0343	7.6	CV

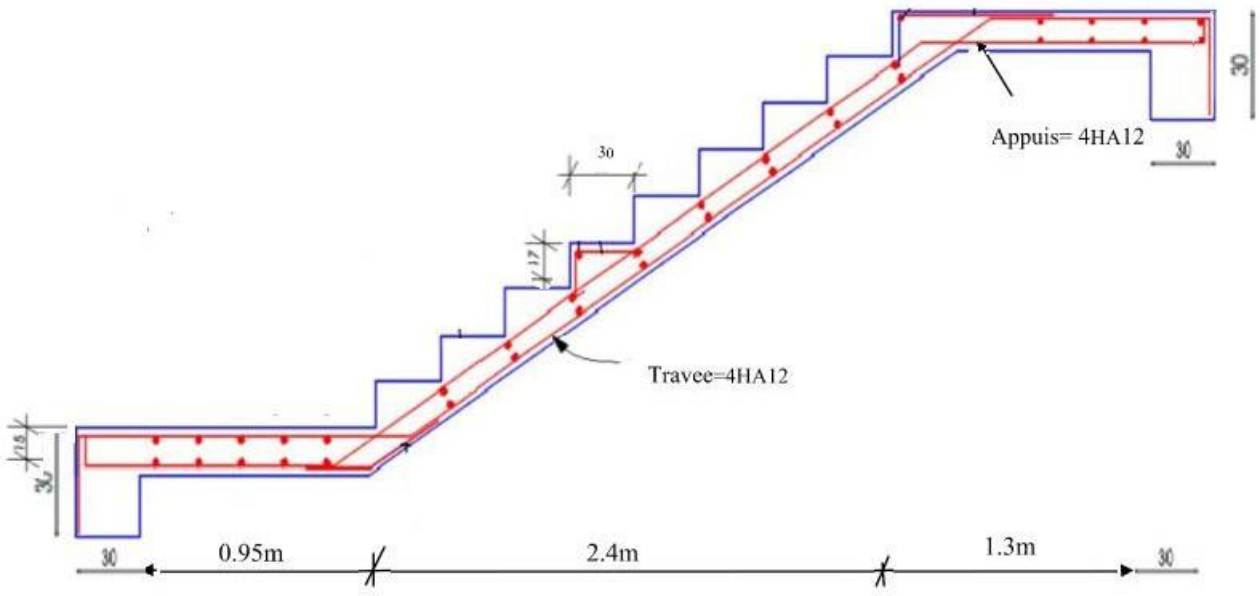


Figure III.16. Ferraillage de l'escalier

III.4.8. La poutre palière :

III.4.8.1. Pré dimensionnement

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10};\ 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

$\frac{279}{15} \leq h \leq \frac{279}{10} \rightarrow 14.68 \leq h \leq 27.9$ on adopt **h= 30cm.**

$0.3 * 30 \leq b \leq 0.7 * 30 \rightarrow 9 \leq b \leq 21$ on adopte **b=30cm**

Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 :

$b = 30cm \geq 30cm.$ $(Condition\ vérifiée)$.

$h = 30cm \geq 30cm.$ $(Condition\ vérifiée)$.

Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16) :

(h/L=0,1) ≥ (1/16=0,0625) (CV)

On prendre la section de la poutre palière est : **(30cm×cm30).**

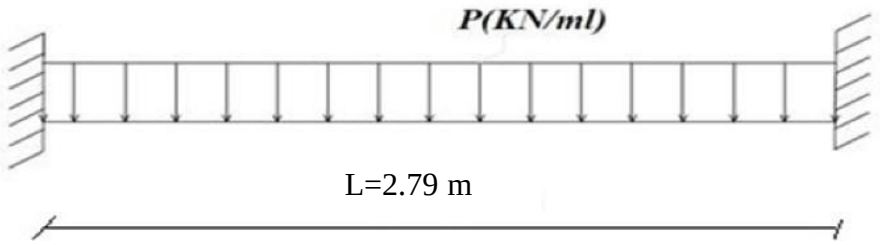


Figure III.17. Schéma de la poutre palier

III.4.8.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : G_{poutre}=0,30 ×0,30×25=2,25kN/ml

Charge due aux réactions : R_u=41.07KN, Rser =22.34 kN

Poids du mur : P_{mur}= 1,62x (3,06-0,35) /2= 2,2kN/m

Pu =1,35 x (2,2+2,25) + ((2*41.0) /2.79) = 29.44 KN/m

Pser = 2,2 +2,25+ (2x22.34/2,79) = 20.46 KN/m

Mu= $\frac{qul^2}{8} = \frac{29.44*2.79^2}{8}$ = 28.64 KN.m^2

Mser = $\frac{qser*L}{4} = \frac{20.46*2.79}{4}$ = 14.27 KN.m^2

Mt = 0.8*M0 = 0.8*28.64= 22.91 KN.m^2

Ma = 0.5*M0 = 0.5*28.64 = 14.32 KN.m^2

Tableau III 48. Les sollicitations dans la poutre palier

pu	Pser	Mu	Mser	Ma u	Ma ser	Mt u	Mt ser	T app	T travi
29.44	20.46	28.64	14.27	14.32	7.13	22.91	14.27	14.035	18.14

III.4.8.3. Ferraillage de la poutre palière

- **Calcul des Armatures longitudinales**
- Le calcul des armatures longitudinales et transversales, bien entendu avec les vérifications nécessaires sont donnés comme suit :

Tableau III 49 : Ferraillage de la poutre palière

	M (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{totale\ min}$ RPA (cm²)	Obs
En travée	22.91	2.00	0,00	0,9	6HA10=4.71	3,75	CV
Aux appuis	14.32	1.2	0,00	0,9	6HA10=4.17		CV

Tableau III 50: Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Section (cm²)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
30x30	Travée	14.27	4.71	0	5.6	276.4	CV
	Appui	7.13	4.71	0	1.5	1.5	CV

Tableau III 51 : **Tableau Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière**

Section (cm²)	RPA99		CBA93	$S_{t\ adopté}$		$A_{t\ choisie}$ (cm²)	$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t}$ (MPa)	$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t}$
	S_{t1}	S_{t2}	S_t	Z_N	Z_C			
30x30	7,5	15	24,75	7	15	5 Φ 8=1,41	0,74≥0.4 MPA (CV)	0.003>0.0007 (CV)

III.4.8.4Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{279} \Rightarrow 0.11 > 0.0625 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0.11 > \frac{14.27}{10*14.32} = 0.105 \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{cases}$$

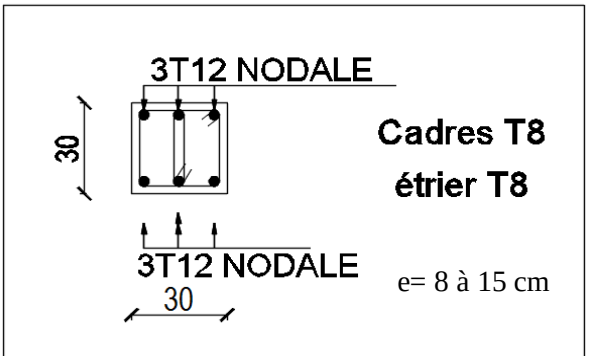


Figure III.17. Ferraillage de poutre palier

Les trois conditions du CBA sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

III.4. La dalle pleine (la rampe)

III.4.1. Définition :

La dalle pleine set un plancher en béton armé de 10 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat, le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte, ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

III.4.2. Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- La méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.
- Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture

III.4.3. Hypothèses (ligne de rupture) :

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.4.4. Principe de calcul :

Travail extérieur =Travail intérieur,

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée),

Travail intérieur : en fonction du moment,

Pour le cas des charges réparties : $T_{ext} = q \times s \times f_{cdg}$

q : charge répartie.

S : surface de la région rigide.

f_{cdg} : flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M \times L \times \theta$$

M : moment de flexion,

L : projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation,

θ : l'angle de rotation

On distingue 1^{ere} type de dalle pleine :

– Type 1 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 3 cotes ;

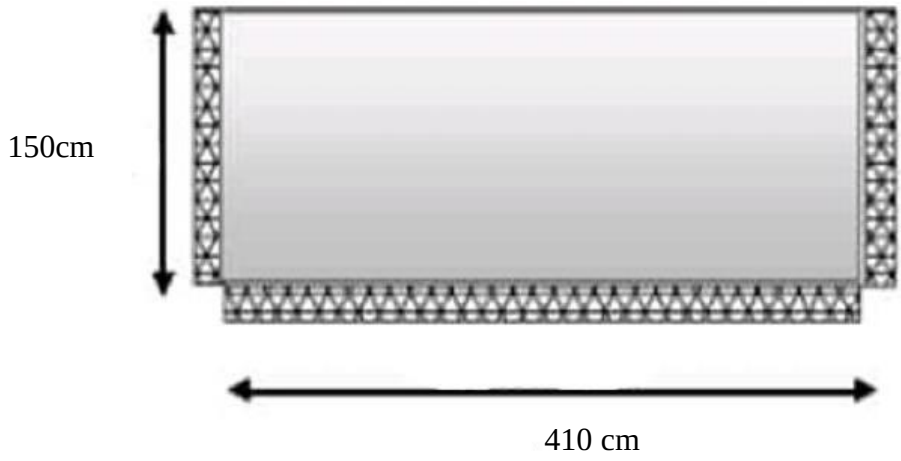


Figure III.18. Schéma statique de la dalle pleine.

III.4.5. Evaluation des charges :

a. Charges permanentes

On adopte G=6.91 (KN/m2) comme une Charge permanente pour la dalle pleine.

b. Surcharge d'exploitation

On adopte la surcharge d'exploitation Q= 3.5 kN/m² pour la dalle pleine selon le **DTR [4] ART 7.1**.

Principe de calcul :

Combinaison des charges :

Tableau III.52 : combinaison des charges sur la dalle pleine.

	ELU	ELS
P(KN/M)	14.65	10.41

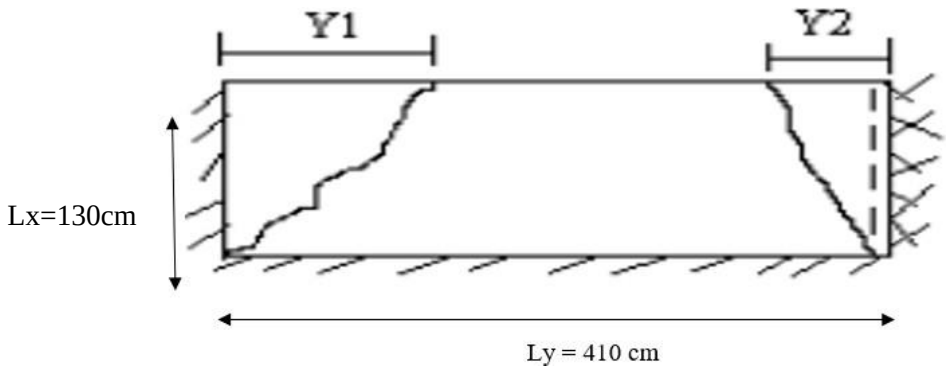


Figure III.19. Lignes de ruptures de dalle plaine

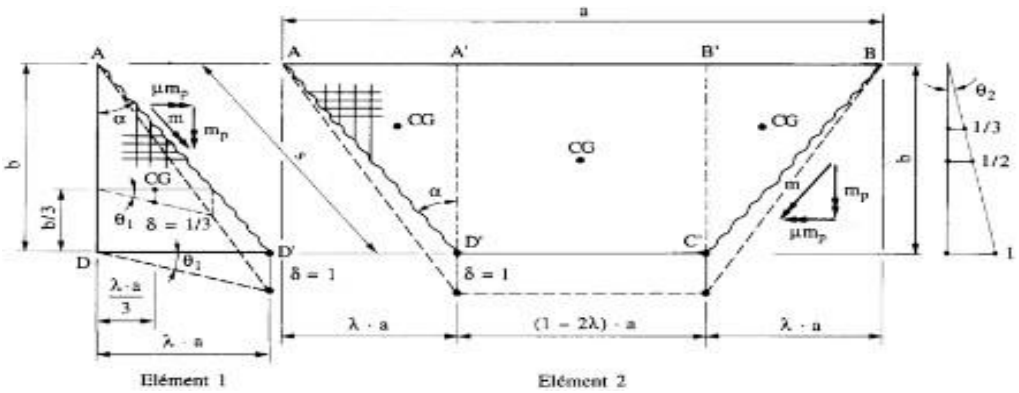
La combinaison la plus défavorable est celle de la terrasse : P_u=14.65 kN/m

Tableau III.53: charge et surcharge

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu (kN/m^2)	Pser (kN/m^2)
6.96	3.5	14.65	10.41

Tableau III.54: Combinaisons des charges de la dalle pleine

pu = 14.65(KN/m^2)		Ps = 10.41 (KN/m^2)	
M_0x (KN.m)	M_{0y} (KN.m)	M_0x (KN.m)	M_{0y} (KN.m)
4.12	30.93	3.90	10.96



III.4.6. Calcul de ferraillage

III.4.6.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple, une bande de 1m et 15 cm d'épaisseur.

A calculée suivante les deux sens (X et Y)

Tableau III.55 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine

Position	M_{max}(kN .m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t(cm)	$\bar{S}_t$(cm)	$S_t \leq \bar{S}_t$
En travée	4.12	1.6	7HA8=1,98	16	33	CV
Aux appuis	3.29	1.6	7HA8=1,98	16	33	CV

Condition de non fragilité

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \dfrac{B}{1000}$

En travée et aux appuis : $A = 1{,}6(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15*100}{1000} = 1{,}5(cm^2)$ ….. cv

III.4.6.2 Vérification à l'ELS :

La vérification a l'ELS selon annexe D fissuration peu nuisible donc on vérifie $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{\bar{b}}$

Tableau III.56: Vérification contrainte à ELS

	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}(MPa)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{\bar{b}}$
En travée	1,6	3.90	2,28	15	CV
Aux appuis	1,6	3.12	1,59	15	CV

III.4.6.3 Vérification de l'effort tranchant a ELU :

On doit vérifier que : $\tau<\bar{\tau}$

Tableau III.57 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	11,18	0,01	1,17	CV

III.4.6.4. Vérification de la flèche :

Puisque les conditions préliminaires présentées à (annexe B), ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.20 selon la méthode présentée à (annexe A).

Tableau III.58 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	ρ(%)	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	I_0(cm⁴)
1,6	3.90	0,15	130,09	0	7,56	28487,08
l_{fi}(cm⁴)	l_{fv}(cm⁴)	f_i(mm)	f_v(mm)	Δf(mm)	$\bar{f}$(mm)	$\Delta f \leq \bar{f}$
31335.79	31335.79	0 ,18	0,55	0,37	5,6	CV

On distingue 2eme type de dalle pleine :

- Type 2 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 2 cotes ;

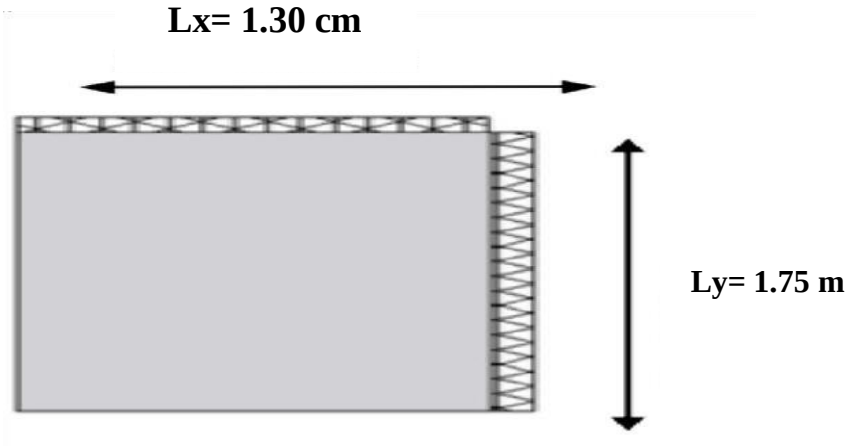


Figure III.20. Dalles pleine rectangulaire encastrée sur2 cotés

III.4.6.4 Calcul des actions :

III.4.6.4.a. ELU :

Tableau III.59 : Les valeurs du travail externe

Element	Aire de chargement	pu	Déplacement de CG	Travaile externe S.Pu.CG
1	0.635y	14.65	f/3	3.18 .f . y
2	0.635y	14.65	f/3	3.18 .f . y
3	1.61-1.27y	14.65	f/2	(11.79-9.29y)f
			Σ	(11.79-3.18y)f

Tableau III.60 : Les valeurs du travail interne

Element		Moment de rupture	Longueur L	Rotation **θ**	Travaille interne **M.L.θ**
1	+	M	1.27	f/y	1.27 mf/y
	-	0.5M	1.27	f/y	0.635 mf/y
2	+	M	Y	f/1.27	1.17 mfy
	-	0.5M	Y	f/1.27	0.58mfy
				Σ	$(\frac{1.90}{y} + 1.75y)mf$

∑Travaux externes = ∑Travaux internes

(10.756 – 2.364 .y) f = $(\frac{1.90}{y} + 1.75y)$ mf $\Rightarrow$ $\frac{11.79-3.18y}{\frac{1.90}{y}+1.75y}$

$$\frac{DM}{DY} = 11.79.y + 3.18\ y^2 + 15$$

Dy = 1.13 m DM = 2.95KN.m

Mu = 2.95 KN.m

Ma = 1.47 KN.m

Mt = 2.36 KN.m

III.4.6.4.b ELS :

ρ = Lx / Ly = 1.27/1.73 = 0.73 et $0.4 \leq 0.73 \leq 1$ donc la dalle travaillant suivant les deux direction.

$\mu_x = 0.0857$, $\mu_y = 0.4781$

Mx ser = $\mu_{.}\ P_{ser}\ .\ l_X{}^2 = 0.0857 * 10.41 * 1.27^2 = 1.51$ KN.m

$M_{y\ ser} = \frac{P_{ser}\ lx^2}{8} = \frac{10.41 * 1.27^2}{8} = 2.098$ KN.m

$\{M_{tx} = 0.75.\ M_x = 1.13\ (KN.m)$

$M_{ty} = 0.75.\ M_y = 1.57\ (KN.m)$

$M_{ax} = M_{ay} = -0.5.\ M_x = -0.75(KN.m)$

Tableaux III.61 :les donnés

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b= 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	e=2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	$\bar{\sigma}_s$= 348 MPa

Calcul des sollicitations à l'ELU :

Øp ≤ h /10 = 15/10 =1.5 cm **On adopte alors** Øx = Øy = 12 mm

dx = h-e-Ø/2 = 11.9 cm dy = dx - ((Øx+ Øy)/2) = 10.7cm

Tableau III.62 : Calcul des sections de la dalle pleine

		Mu (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)	A_{final} (cm²)
Suivant x	travée	1.13	0.014	0.994	1.4	1.05	4HA8	2.012
	appuis	0.75	0.007	0.996	1.4	1.05	4HA8	2.012
Suivant y	travée	1.57	0.018	0.991	1.4	1.05	4HA8	2.012
	appuis	0.75	0.009	0.995	1.4	1.05	4HA8	2.012

III4.6.6. Vérification à l'E.L. S : La fissuration est peu nuisible :

Tableau III.63 : Vérification à l'E.L.S

	Suivant X		Suivant Y	
	M_t	M_a	M_t	M_a
M_{ser} (kN.m)	1.13	0.75	1.75	0.75
$\overline{\sigma b}$ (MPa)	1 5			
y1 (cm)	0.6	0.6	0.55	0.55
IG (cm^4)	3184.54	3184.54	2534.61	2534.61
K (N/cm^3)	66.57	33.28	83.64	41.82
$\sigma_b(MPa)$	1.59	0.79	1.88	0.94
$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	CV		CV	

III.4.6.7. Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : $S_t = 100/4 = 25$ cm $\leq S_{t\,adm} =$ min (3h = 45cm ; 33cm) = 33cm

III.4.6.8. Vérification au cisaillement :

Tableau III.64 : Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant Y
V	$P \times L_x \times L_y = 14.65 \times 1.27 \times 1.73$	$P \times L_x \times L_y = 14.56 \times 1.27 \times 1.73$
	$2 \times L_y + L_x = 2 \times (1.73 + 1.27) = 6KN$	$3 \times L_y = 3 \times 1.73 = 5.19\ KN$
τ_u	$\frac{6 * 1000}{1000 * 129} = 0.046$	$\frac{5.19*1000}{1000*117} = 0.044$
$\tau_{\bar{u}}$	$\frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau_u \leq \tau_{\bar{u}}$	CV	CV

Donc le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoir pas d'armatures transversales.

III.4.6.9. Vérifications préliminaires de la flèche « (Annexe B) » :

$Mx = Pu \times Lx^2/8 = 14.65 \times 1.27^2/8 = 2.35$(KN.m)

Tableau III.65. Vérification de flèche de la dalle.

1ere condition				2eme condition		
h/ Lx	$M_t/(20\ M_x)$		h /Lx $\leq M_t/(20M_x)$	ρ = At/ (b ×d)	2/fe (MPa)	ρ ≤ 2/fe
0.11	x	0.025	CV	0.0016	0,005	CV

- Donc l'Etat d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine

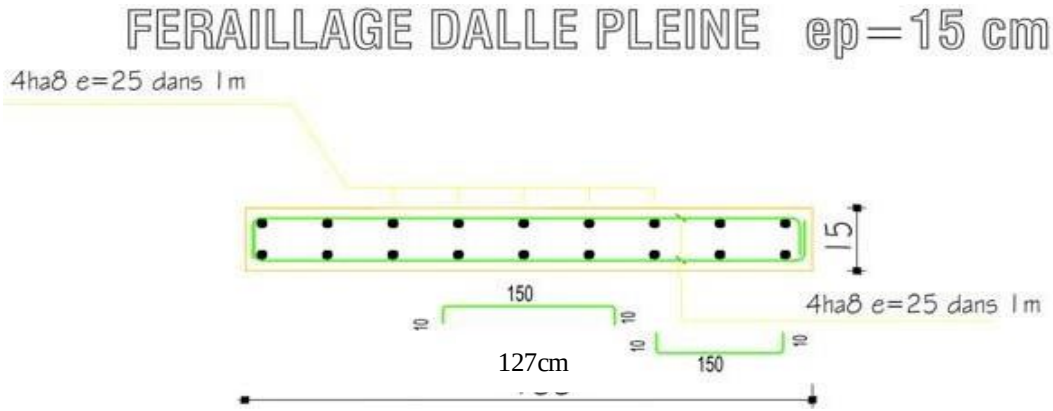


Figure III.21 : Ferraillage dalle pleine

CHAPITRE IV :

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variante à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

On rappelle brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre. Cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs (les sismographes) recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2 Caractéristiques géométriques de la structure

IV 2.1 Centre de masse : (ou de gravité)

C'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

- $\mathbf{W_i}$: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.
- $\mathbf{X_i, Y_i}$: Coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.
- $\mathbf{X_G, Y_G}$: Coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2 Centre de rigidité :

C'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum R_{yi} . X_i}{\sum R_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{xi} . Y_i}{\sum R_{xi}}$$

- X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".
- X_i, Y_i: Coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.
- R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

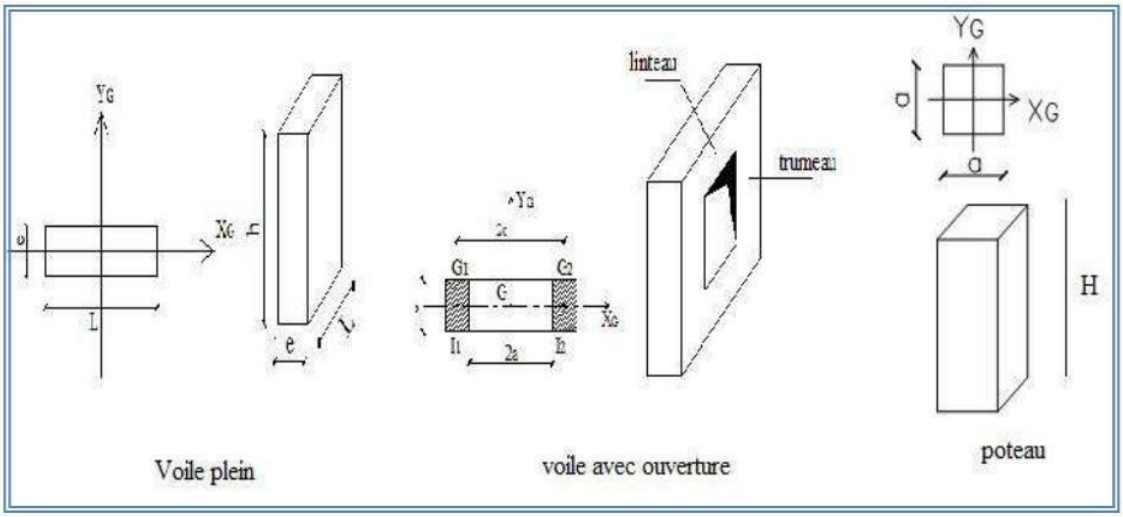


Figure.IV.1 : Inerties des voiles et des poteaux.

IV.1.2. Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.1.2.1. Poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé.

Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " **et /ou** " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

$$\text{Poteau carré:} \qquad I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.1.2.2. Voiles

Un voile (refend) est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'augmenté la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le voile est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$: La rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou " oy ".

E: module de YOUNG.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: Moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- **Moment d'inertie**

  - **Voiles pleins**

$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12}$ par rapport à " XG ".

$I_Y = \frac{L \cdot e^3}{12}$ par rapport à " YG ".

  - **Voiles avec ouverture**

$$\mathbf{Ie} = \frac{\mathbf{a_n I}}{\frac{\mathbf{60}}{\mathbf{11}}\left(\frac{\mathbf{2mc}}{\mathbf{I1+I2}}\right)\frac{\mathbf{A0(\alpha.\varepsilon)}}{\mathbf{\alpha^2}} + \mathbf{1}}$$

Avec $\mathbf{a_n}$ **:** coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\mathbf{a_n} = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11} \cdots\cdots\cdots\cdots \text{Sin} \leq 11$$

$$\mathbf{a_n} = 1 \cdots\cdots\cdots\cdots \text{Sin} > 1$$

I : Inertie totale du refend.

E : Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : Moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{A1}+\frac{1}{A2}}$$

I_i: Moment d'inertie des trumeaux.

A_i: Aire des éléments du refend.

2c: Distance entre les deux center de gravité des trumeaux

a: Demi portée de l'ouverture.

α=wH_0 (Coefficient du monolithisme des voiles)

H_0: Hauteur totale du refend

$w^2 = \frac{3\,i\,l\,C}{I_0\,m\,a^3H}$: voile à une seule file d'ouverteure.

$w^2 = \frac{G}{I_0\,m\,H}\left[2\left(\frac{1}{a^3}\right)\right]$: voile à deux file d'ouverteure

$A_{0(\alpha,\varepsilon)}$:est une fonction de $(\alpha\ \varepsilon)$qui vaut :

$$\varepsilon = \frac{X}{H}$$

$$A_{0(\alpha,\varepsilon)} = \left(\frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3} - \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\alpha}\right) \cdots\cdots\cdots\cdots \text{Si}\varepsilon = 0$$

$$A_{0(\alpha,\varepsilon)} = \frac{1}{3}(2 - 3\varepsilon + \varepsilon^3)\frac{2}{\alpha^2}\varepsilon + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\alpha} \cdot sh\alpha(1-\varepsilon) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\alpha\varepsilon}{ch\alpha} \cdots\cdots\cdots\cdots \text{Si } 0 < \varepsilon < 1$$

NB : Si $\alpha > 10$ on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile considéré comme en étant plein.

IV.1.3. Excentricité statique (théorique)

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par: $\begin{cases} e_x = | x_m - x_t | \\ e_y = | y_m - y_t | \end{cases}$

IV.2. Modélisation de la structure

IV.2.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à **Oran**, zone **IIa** (sismicité moyenne) selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou 08 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 24,48m soit satisfaite aux exigences du RPA 99 version 2003.

- **Hypothèses de conception des voiles**

✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

✓ La limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.2.2. Analyse de notre structure

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle. A cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

IV.2.2.1.1. Dispositions des voiles

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcule ROBOT 2014 on a choisi une variante (Figure .IV.2) pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

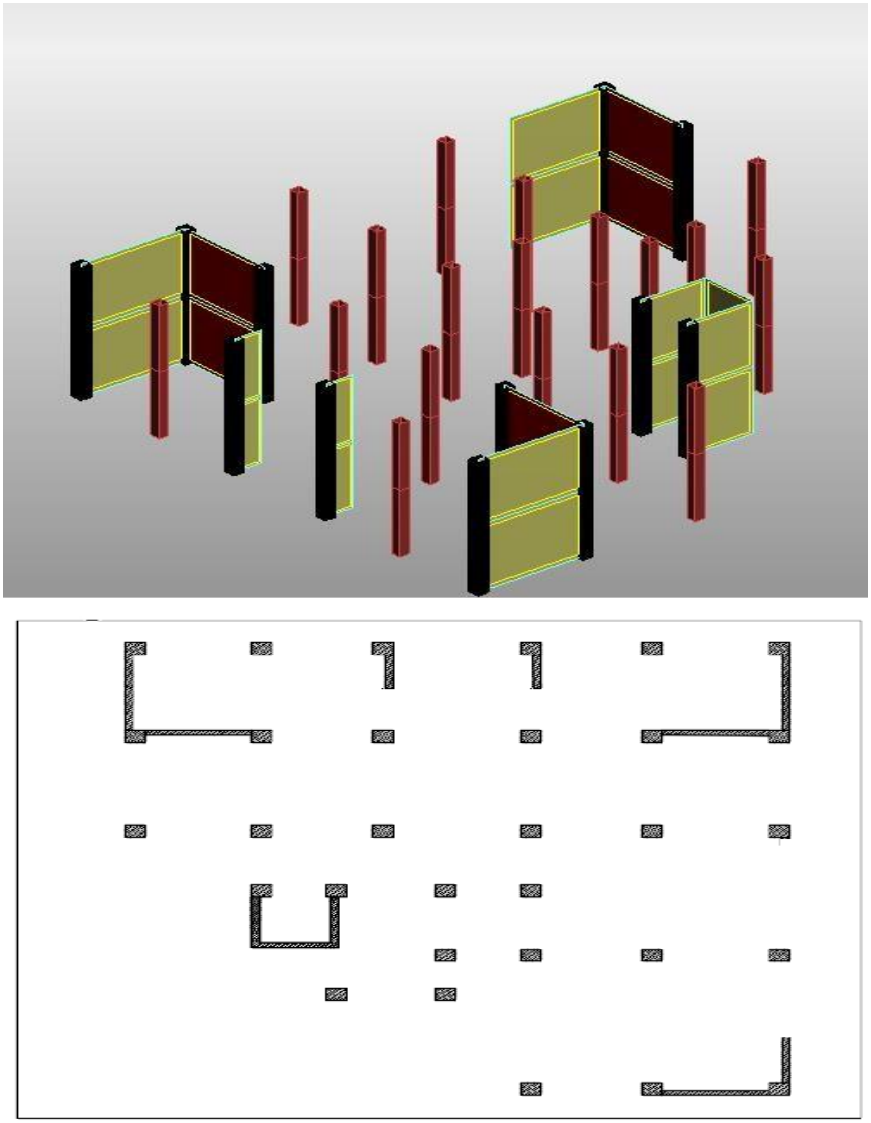


Figure.IV.2 : Disposition finale des voiles.

IV.3.2.2.2. Détermination du centre de masse et du centre de torsion

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion.

Niveau(m)	Poids (kN)	XG(m)	YG(m)	XR(m)	YR(m)
24,48	1305.25	8.11	8.17	7.48	9.37
21,42	1374.71	8.10	8.47	7.48	9.42
18,36	1412.62	8.10	8.47	7.48	9.42
15,30	1412.62	8.10	8.47	7.48	9.42
12,24	1412.62	8.10	8.47	7.48	9.42
9,18	1491.84	8.10	8.45	7.49	9.41
6,12	1491.84	8.10	8.45	7.49	9.41
3,06	1658.70	8.11	8.37	7.49	9.41

IV.3.2.2.3. Excentricité

- **Excentricité additionnelle**

Selon l'article 4.3.7 du RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à **:**

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y$$

Avec L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

- **Vérification de l'excentricité**

Selon l'article 3.5.1. du RPA2003, à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx , Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly

- **Dimensions du bâtiment** :

L x= 20.28 m

L y = 21.11 m

Tableau IV.2 : Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X				Excentricité suivant Y			
	$E_{Xthé}(m)$	$E_{add}(m)$	$E_{Xthé} \pm E_{add}$	$E_{Xadm}(m)$	$E_{Ythé}(m)$	$E_{add}(m)$	$E_{Ythé} \pm E_{add}$	$E_{yadm}(m)$
24,48	0.39	1.014	1.404	3.042	1.36	1.055	2.14	3,16
21,42	0.23	1.014	1.24	3.042	1.07	1.055	2.12	3,16
18,36	0.23	1.014	1.24	3.042	1.07	1.055	2.12	3,16
15,30	0.23	1.014	1.24	3.042	1.07	1.055	2.12	3,16
12,24	0.23	1.014	1.24	3.042	1.07	1.055	2.12	3,16
9,18	0.23	1.014	1.24	3.042	1.06	1.055	2.11	3,16
6,12	0.23	1.014	1.24	3.042	1.06	1.055	2.11	3,16
3,06	0.22	1.014	1.23	3.042	1.06	1.055	2.11	3,16

- **Commentaire:**

Pour tous les niveaux, on a l'excentricité est inférieure à l'excentricité admissible.

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.3.1. Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées, à savoir : Forme irrégulière, Zone **IIa**, Groupe d'usage 2, la hauteur de notre bâtiment dépasse 17 m. Donc, on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fera par le logiciel d'analyse «ROBOT BAT 2014».

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.3.2.1. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "ROBOT BAT 2014" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3 \text{ sec} \end{cases}$$

IV.3.2.3.1. Coefficient d'accélération « A » (RPA2003 « Tab 4.1 »)

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(**Zone IIa**, groupe d'usage **2**) ⇒ A=0,25

IV.3.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement « η »

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}88$$

IV.3.2.3.3. Coefficient de comportement « R »

Les voiles de notre bâtiment reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Donc : R=3.5

IV.3.2.3.4. Facteur de qualité « Q »

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau IV.3 : détermination du facteur de qualité Q de la structure.

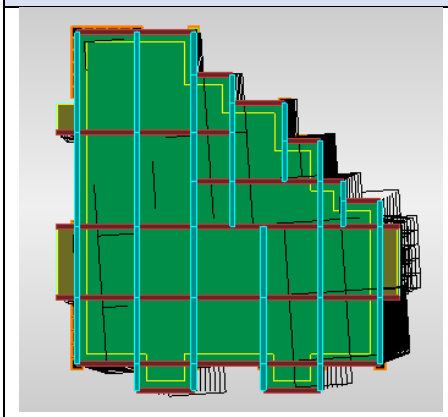
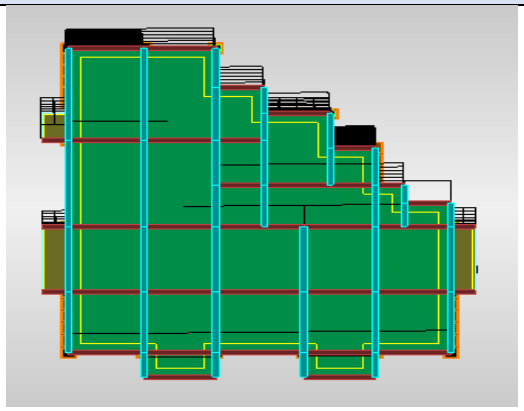
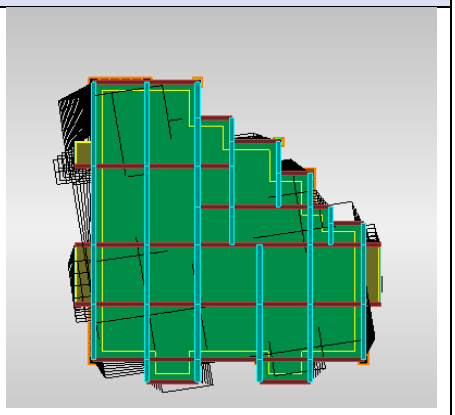
Critère (q)	Suivant X		Suivant y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
$\sum_1^6 P_q$	0,15		0,15	
Q	1+0,15=1,15		1+0,15=1,15	

IV.3.3. Analyse modale

IV.3.3.1. Comportement modal

Le Tableau IV.7 illustre le comportement des trois premiers modes de la structure après l'ajout des voiles de contreventement selon la disposition présentée sur la Figure IV.2.

Tableau IV.4 : Le comportement des trois premiers modes.

1er Mode		2éme Mode		3éme Mode	
					
Translation suivant l'axe 'X'	Ux=67,42%	Translation pure suivant l'axe 'Y'	Ux=0.08%	Rotation Auteur de l'axe 'Z'	Ux=1.53 %
	Uy=0.00%		Uy=56.33%		Uy=0.32 %
	T=0,5s		T=0,4 s		T=0,29 s

IV.3.3.2. Participation massique (RPA2003 Art4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA version 2003 [Art4.3.4. a]

Tableau IV.5 : Participation des masses modale

Mode N°	**Période (s)**	**Cumule des périodes (s)**	**Cumule des masses modales effectives (%)**	
			U_X%	**U_Y%**
1	0.5	0,5	67.42	00.00
2	0.4	0,9	00.08	56.33
3	0.29	1,19	1.53	0.32
4	0.11	1,3	84.42	68.02
5	0.09	1.39	84.50	87.36
6	0.07	1.46	84.50	87.36
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
17	0,04	1.82	**93,41**	**94,02**

- **Commentaire**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 17 mode avec un temps total de dissipation vaut « T=1.82sec ».

D'après l'article 4.3.4.b de [RPA version 2003], le Nombre minimale (K) à retenir doit être tel que $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0{,}20$ sec

N : Nombre des niveaux au-dessus du sol

T_k : La période du mode K

N= 8 donc : $K=3\sqrt{8}=8{,}48$ on adopte K=8

T_k= 0,07 sec≤0,20 sec CV

IV.3.3.3. Analyse statique et dynamique

IV.3.3.3.1. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 Art4.3.6)

La résultante des forces sismique à la base E_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{\mathbf{E_d}}{\mathbf{V_{st}}} \geq 80\%$$

- **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 Art4.2.3)**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone IIa , Groupe 2) ⇒ A=0,15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ $T_2 = 0{,}48\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement : $\eta = 0{,}882$

T : Période fondamentale.

$$\Rightarrow D_x = 1.95 \quad , \quad D_y = 2.168$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}15$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \ \text{ avec } W_i = G_i + \beta_1 Q, \qquad \beta_1 = 0{,}2$$

$$\Rightarrow W = \ 15431.84\text{kN}$$

✓ On représente les résultats dans le tableau IV.9

Tableau IV.6 : Les valeurs de la force sismique.

A	**D_x**	**D_y**	**Q_x**	**Q_y**	**R**	**W(kN)**	**V_x(kN)**	**V_y(kN)**
0 ,15	2,20	2,20	1,15	1,15	3.5	15431.84	1483.081	1648.88

Les valeurs de la force sismique donnée par la fonction spectrale qu'on a calculés par le logiciel « ROBOT 2020 » sont :

$$E_{dx} = 1243.56\text{kN} \quad , \quad E_{dy} = 1437{,}96\text{kN}$$

Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	E_d	**V_{st}**	**$\frac{E_d}{V_{st}}$**	**$\frac{E_d}{V_{st}} \geq 0,8$**
Sens X	1243.56	1483.081	0,84	CV
Sens Y	1437,96	1648.88	0,87	CV

Pour les deux directions, la condition est vérifiée.

➢ **Vérification de la stabilité au renversement (RPA2003 Art4.4.1)**

Le moment de renversement égale à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} \cdot h_i$, $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} \cdot h_i$

Avec :

F_{ix}, F_{iy} : Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à : $M_{Sx} = W_i \cdot X_G$, $M_{Sy} = W_i \cdot Y_G$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(V_t - F_t) \quad ; \quad = \quad Ft\begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

Avec : $T = 0{,}55$ sec $\Rightarrow$ $F_t = 0$

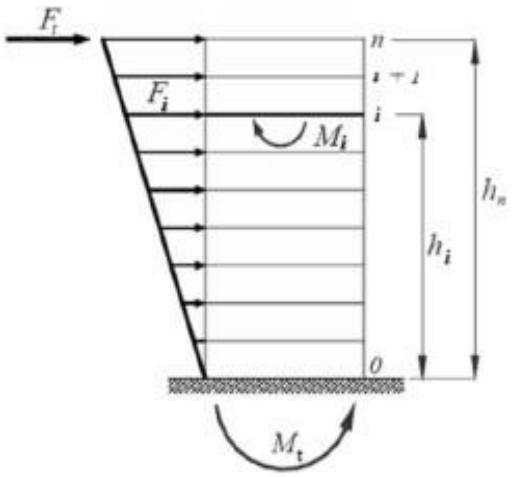


Figure. IV.3 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Tableau IV.8 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement suivant X

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	1278,59	3,06	15431.5	7.71	112,0572	118977.73
2	1241,97	6,12			421,362	
3	1173,12	9,18			849,5172	
4	1080,58	12,24			1438,812	
5	963,03	15,3			2181,627	
6	820,44	18,36			3289,5612	
7	641,27	21,42			5031,3438	
8	406,38	24,48			9948,1824	
					$\sum$ = 23272,463	

Tableau IV.9 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement suivant Y

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	1464,21	3,06	15431.5	8.35	96,2676	128853.025
2	1432,75	6,12			440,0892	
3	1360,84	9,18			941,7762	
4	1258,25	12,24			1648,4832	
5	1123,57	15,3			2624,868	
6	952,01	18,36			3909,0276	
7	739,1	21,42			6014,3076	
8	458,32	24,48			11219,674	
					$\sum$ = 26894,493	

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$; $\frac{MSx}{M_{Rx}} = \frac{118977.73}{23272.463} = 5.11 \geq 1{,}5$ $\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{128853.025}{26894.493} = 4.79 \geq 1{,}5$ CV

- **Commentaire**

Donc la structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

b) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\,\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k: Déplacement dû à la force sismique.

R : Coefficient de comportement. R=3.5

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

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

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doit pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0{,}01 h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	h_e(m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
24,48	3,06	0.5	1.75	0	3.06	CV
21,42	3,06	0.5	1.75	0	3.06	CV
18,36	3,06	0.5	1.75	0.35	3.06	CV
15,30	3,06	0.4	1.4	0	3.06	CV
12,24	3,06	0.4	1.4	0.35	3.06	CV
9,18	3,06	0.3	1.05	0.35	3.06	CV
6,12	3,06	0.2	0.7	0,7	3.06	CV
3,06	3,06	0.1	1.4	1.4	3.06	CV

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	h_e(m)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
24,48	3,06	0.5	1.75	0.35	3,06	CV
21,42	3,06	0.4	1.4	0	3,06	CV
18,36	3,06	0.4	1.4	0	3,06	CV
15,3	3,06	0.4	1.4	0	3,06	CV
12,24	3,06	0.4	1.4	0.35	3,06	CV
9,18	3,06	0.3	1.05	0.35	3,06	CV
6,12	3,06	0.2	0.7	0.35	3,06	CV
3,06	3,06	0.1	0,35	0,35	3,06	CV

- **Commentaire**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

c) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 »).

Les effets du 2^{éme} ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 0.10$

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k: Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Si0.10<θ_k≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si θ_k>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k (kN)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (m)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
3,06	15133	0,1	0,1	1272,99	1464,02	3,06	0,003	0,003	CV
6,12	13272	0,2	0,2	1241,39	1432,72	3,06	0,006	0,006	CV
9,18	11416	0,3	0,3	1171,84	1360,85	3,06	0,009	0,008	CV
12,24	9559,4	0,4	0,4	1078,75	1258,19	3,06	0,011	0,009	CV
15,30	7703,3	0,4	0,4	963,02	1123,58	3,06	0,010	0,008	CV
18,36	5847,1	0,5	0,4	818,46	952,05	3,06	0,011	0,008	CV
21,42	3992	0,5	0,4	640,97	739,08	3,06	0,010	0,007	CV
24,48	2142,1	0,5	0,5	404,84	458,37	3,06	0,008	0,007	CV

IV.3.3.3.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

- **Les poutres :**

Selon CBA93 **[Art A.5.1],** on doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ $\tau = \frac{V_u}{b_0 .d}$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\ [0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{MPA}]$$

Tableau IV.13 : Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×45	484.476	ELU (1,35G+1,5Q)	1,14	3,33	CV
Poutres secondaires	25×35	53,53	ACC (G+Q+Edy)	0,65	4,34	CV

- **Commentaire**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Poteaux**

D'apprès (RPA2003 « Art 4.4.3 »), on considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique II_a et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

=

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \quad \text{Avec} \quad \rho = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \lambda = \frac{L_f}{a} = \frac{0{,}7 \times H}{a}$$

Pour tous les poteaux on à $\lambda<5$ donc $\rho = 0{,}04$

Tableau IV.14 : Vérification de cisaillement des poteaux

Section (cm^2)	H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)CBA	$\bar{\tau}$(MPa)RPA	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poteau 30×30	3,06	G+Q+E_{dy}	41,2	0,49	4,34	1,875	Oui
Poteau 35×35	3,06	G+Q-E_{dx}	43	0,37	4,34	1,875	Oui
Poteau 40×40	3,06	G+Q+E_{dx}	44,69	0,29	4,34	1,875	Oui
Poteau 45×45	3,06	G+Q+E_{dX}	104,9	0,54	4,34	1,875	Oui

➢ **Commentaire**

Tous les poteaux sont considérés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

- **Voiles**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%. La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$$

Avec :

V_u: L'effort tranchant

b : l'épaisseur de voile

d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0{,}2 \, . f_{c28}$

Tableau IV.15 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Voile	B (cm)	L(m)	$\lvert V_u \rvert$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
1	20	3.52	823,35	G+Q-E_{dx}	1,62	5	CV

Tableau IV.16 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Voile	B (cm)	L(m)	$\|V_u\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
1	20	3,90	312.11	G+Q+E_{dy}	1,72	5	CV
2	20	1	198.81	G+Q+E_{dy}	1,45	5	CV

- **Commentaire**

Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

D'après (RPA2003 « Art 7.4.3.1 »), on doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0{,}3$$

N_d: Effort normal réduit ;

B_c: Section brute du béton

Tableau IV.17 : Vérification de l'effort normal réduit

Section(cm²)	Combinaison	N_d(N)	B_c(mm²)	ν	$\nu \leq 0.3$
Poteau 30×30	G+Q-E_{dy}	212952,20	300*300	0,09	CV
Poteau 35×35	G+Q-E_{dy}	523126,55	350*350	0,17	CV
Poteau 40×40	G+Q-E_{dy}	748641,50	400*400	0.18	CV
Poteau 45×45	G+Q-E_{dy}	869270.72	450*450	0.23	CV

- **Commentaire**

L'effort normal réduit appliquer aux poteaux est Vérifié

- **Conclusion**

Les dimensions finales adoptées sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Dimensions finales des éléments structuraux.

Etage	Poteaux	Poutres principales	Poutres secondaires	Voiles de contreventement
RDC+ sous-sol	(45*45)	30*45 cm²	30*35 cm²	ep = 20 cm
1ere+2eme	(40*40)			
3éme+4eme+5eme	(35*35)			
6éme +7éme	(30*30)			

CHAPITRE V :

Ferraillage des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

a) Combinaisons données par le CBA93 :

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2 Ferraillage des poutres :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple

V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres :

a. Ferraillage longitudinal des poutres principales :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres principales

appuis				Travée		
M ELU	M ELS	M ACC	M ACC	M ELU	M ELS	M ACC (à 0.5L p/p travée)
-52.32	-37.89	-130.9	65.37	24.47	17.76	-65.15 32.68

Récapitulatif :

Tableau V.2 *La section calculée d'armatures des poutres principales.*

	Amin	Armatures calculés	
	RPA(cm^2)	A_{s1}Armature inférer	A_{s2}Armature supérieures
En appuis	6.75	3.2	6.6
En travée	6.75	1.6	3.2

Choix des armatures

En appuis :

Armatures inf : 3HA16 FILANTE + 1HA12 FILANTE =7.12 cm^2

Armatures sup : 3HA16 FILANTE + 1HA12 FILANTE =7.12 cm^2

En travée

Armatures inf : 3HA16 FILANTE + 1HA12 FILANTE =7.12 cm^2

Armatures sup : 3HA16 FILANTE + 1HA12 FILANTE =7.12 cm^2

b. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres secondaires.

appuis			Travée		
M ELU	M ELS	M ACC	M ELU	M ELS	M ACC
-98.61	-71.14	-80.33 81.76	10.44	72.46	-40.465 40.88

Récapitulatif :

Tableau V.2: Les Armatures calculés des poutres secondaires.

	Amin	Armatures calculés	
	RPA (cm^2)	A_{s1} Armature inférieur	A_{s2} Armature supérieures
En appuis	5.25	6.7	9.8
En travée	5.25	4.56	3.2

Choix des armatures

En appuis :

Armatures inf : 3HA16 FILANTE = 6.03 cm^2

Armatures sup : 3HA16 FILANTE = 6.03 cm^2

En travée

Armatures inf : 3HA16 FILANTE = 6.03 cm^2
Armatures sup : 3HA16 FILANTE = 6.03 cm^2

V.2.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS :

a. Vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale) :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{\bar{b}} \quad , \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \bar{\sigma}_s$$

Tableau V.3 *Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS.*

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$	$M_{a\,ser}$	σ_b	σ_s	$\sigma_s{}'$	σ_b	σ_s	$\sigma_s{}'$	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$	$\bar{\sigma}_{\bar{s}}$	
	$(kN.m)$	$(kN.m)$	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
Poutres principales	17.76	-37.89	1.5	20.6	19.8	3.8	119.1	47.2	15	201.63	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93(Art.\ B.\ 6.4)$.

Tableau V.4: Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres principales	8.3	4	6.75	2.2	CV

b. Vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire) :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{\bar{b}} \quad , \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \bar{\sigma}_s$$

Tableau V.3: Vérification des contraintes des poutres secondaires à l'ELS.

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{\bar{s}}$ (MPa)	
Poutres secondaire	72.46	-71.14	9.7	154.9	114.7	3.8	144.7	130.1	15	201.63	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.\ B.\ 6.4)$.

Tableau V.4: Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres secondaire	10.2	9.8	1.28	5.15	CV

V.2.1.2 Vérification de la flèche :

a. Vérification de la flèche (poutre principale)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

$M_t = k * M_0$

k : Est un coefficient rédacteur $(0.75 \leq k \leq 0.85)$, on prend : k=0.8

L poutre principale= 3.59 m

M_0=22.2 kN.m ..... pp

Tableau V.5 *Vérification préliminaire de la flèche des poutres principales.*

Elément	*1iér condition*			*2éme condition*			*3éme condition*		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres principales	0.125	0.625	**CV**	0.125	0.080	**CV**	0.01	0.0105	**CV**

b. Vérification de la flèche (poutre secondaire)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

$M_t = k * M_0$

k : Est un coefficient rédacteur $(0.75 \leq k \leq 0.85)$, on prend : k=0.8

L= 3.35 m

M_0 = 90.57 KN.m

Tableau V.5 *Vérification préliminaire de la flèche des poutres secondaires.*

Elément	*1iér condition*			*2éme condition*			*3éme condition*		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres secondaires	0.104	0.625	**CV**	0.104	0.08	**CV**	0.01	0.0105	**CV**

V.2.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.8*Vérification des contraintes de cisaillement.*

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x45	39.33	$G + Q + Vy$	0.44	3.33	CV
Poutres secondaires	30x35	47.41	$G + Q + Vx$	0.68	3.33	CV

V.2.2 Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $F_e E400$.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$Selon\ le\ RPA2003: \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] & Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93: \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e (cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.7: La section d'armatures transversales.

Elément	τ_u (MPa)	$S_{adoptée}$(cm)		A_t choisie (cm²)
		S(ZN) (cm)	S′(ZC) (cm)	
Poutres principales	1.62	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutres secondaires	1.69	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutres chainages	1.29	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutre palière	1.45	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

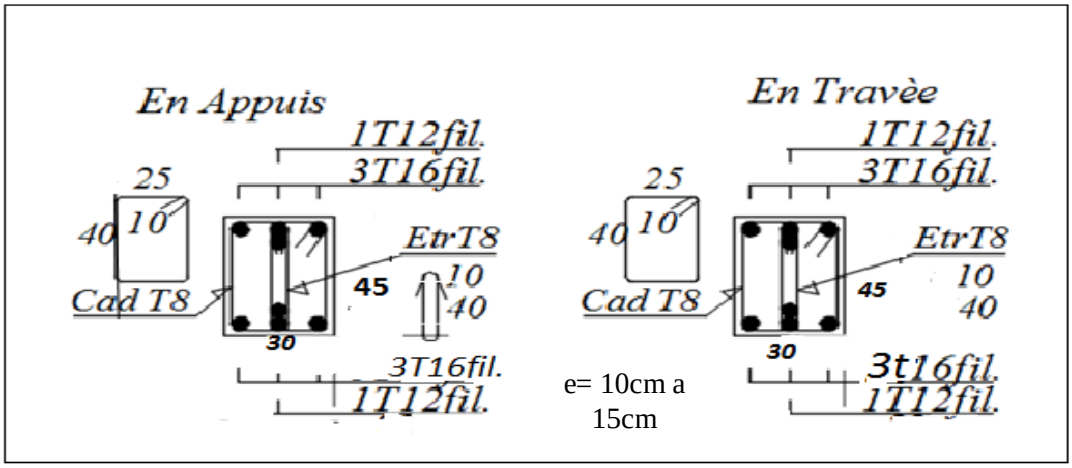


Figure V.1 : *Dessin de ferraillage des poutres principales.*

.

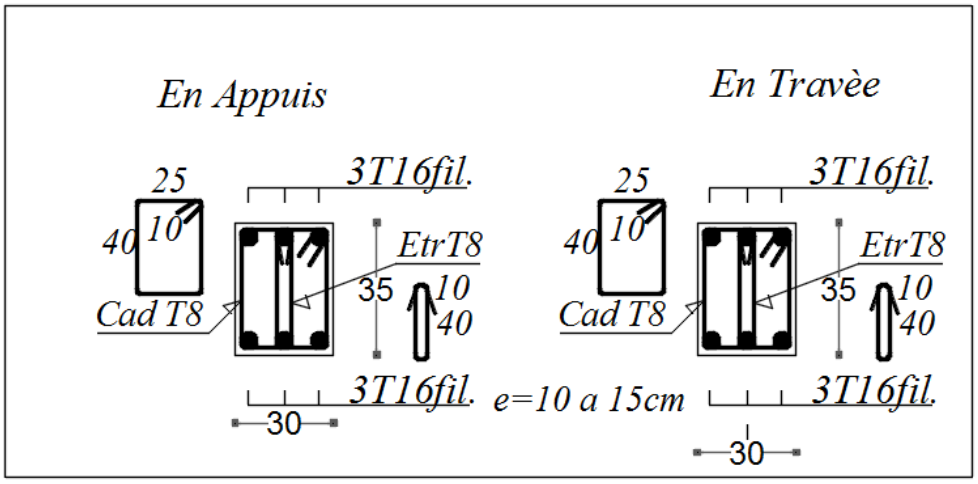


Figure V.2: Dessin de ferraillage des poutres secondaires.

V.3 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée (N, M_x, M_y).

V.3.1 Armatures longitudinales :

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements

: Selon le CBA93 :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone II par :

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Ø en zone IIa.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIa.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ M_{Y\ correspondant}\ et\ et\ M_{Z\ correspondant}$ →ELU
- $N_{min}\ et\ M_{Y\ correspondent}\ et\ et\ M_{Z\ correspondant}$ → ACC
- $M_{Y\ max}\ et\ et\ M_{Z\ correspondant}\ et\ N_{correspondent}$ → ACC
- $M_{Z\ max}\ et\ et\ M_{Y\ correspondant}\ et\ N_{correspondent}$ → ACC

V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u * (e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3{l_f}^2(2 + \alpha\emptyset)}{10000\ h} \quad , \quad e_a = \left[\frac{L_0}{250};\ 2\ cm\right]$$

Avec :

e_1 : excentricité du 1ier ordre provoquée par le moment de flexion.

e_2: excentricité du 2éme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{Déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{Déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2$$

$$\alpha = \frac{Moment\ sous\ l'effet\ des\ charges\ permanentes}{Moment\ totale} = \frac{M_G}{M_u}$$

l_f : Longueur de flambement.

h :Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_2 : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

e_2 : Longueur libre.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant :

Remarque :

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Tableau V.10: *La section d'armatures des poteaux.*

Etage	*Sectin*	*Sollicitations*						$A_{calculée}$ *(cm²)*		$A_{cal\ Tat}$ *(cm²)*	$A_{min}(RPA)$ *(cm²)*	$A_{choisie}$ *(cm²)*
								A_{s1}	A_{s2}			
Sous-sol +RDC	45*45	N_{max}	1670.43	$M_{Y\ corr}$	00.15	$M_{Z\ corr}$	0.061	2.3	1.3	7.2	16.2	4HA20 + 4HA12 =17.09
		N_{min}	208.27	$M_{Y\ corr}$	1.64	$M_{Z\ corr}$	27.23	2.3	1.3	7.2		
		$M_{Y\ max}$	40.44	$M_{Z\ corr}$	14.09	N_{corr}	585.33	2.3	1.3	7.2		
		$M_{Z\ max}$	61.86	$M_{Y\ corr}$	14.38	N_{corr}	565.72	2.3	1.3	7.2		
1+2	40*40	N_{max}	1035.79	$M_{Y\ corr}$	28.63	$M_{Z\ corr}$	29.91	3.9	2.9	13.6	12.8	4HA16 + 4HA14 = 14.20
		N_{min}	181.73	$M_{Y\ corr}$	4.94	$M_{Z\ corr}$	27.21	3.9	2.9	13.6		
		$M_{Y\ max}$	67.16	$M_{Z\ corr}$	62.34	N_{corr}	22.17	3.9	2.9	13.6		
		$M_{Z\ max}$	81.36	$M_{Y\ corr}$	54.74	N_{corr}	10.02	3.9	2.9	13.6		
3+4 +5	35*35	N_{max}	836.65	$M_{Y\ corr}$	3.79	$M_{Z\ corr}$	1.36	1.8	1	5.6	9.8	4HA14 + 4HA12 = 10.68
		N_{min}	115.15	$M_{Y\ corr}$	0.68	$M_{Z\ corr}$	16.66	1.8	1	5.6		
		$M_{Y\ max}$	47.96	$M_{Z\ corr}$	6.62	N_{corr}	176.54	1.8	1	5.6		
		$M_{Z\ max}$	55.04	$M_{Y\ corr}$	10.88	N_{corr}	235.91	1.8	1	5.6		
6 + 7	30*30	N_{max}	339.02	$M_{Y\ corr}$	4.55	$M_{Z\ corr}$	3.55	2.1	1.7	7.6	7.2	4HA12 + 4HA10 = 7.67
		N_{min}	27.98	$M_{Y\ corr}$	8.88	$M_{Z\ corr}$	16.33	2.1	1.7	7.6		
		$M_{Y\ max}$	41.54	$M_{Z\ corr}$	10.92	N_{corr}	84.73	2.1	1.7	7.6		
		$M_{Z\ max}$	41.05	$M_{Y\ corr}$	16.75	N_{corr}	66.06	2.1	1.7	7.6		

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.11: Vérification des contraintes à l'ELS.

Etage	*Section*	*Sollicitations*						σ_s* *(MPA)*	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{\bar{s}}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_\iota$
Sous-sol (1 ;2)	45*45	N_{max}	1205.3	$M_{y\,corr}$	00.00	$M_{z\,corr}$	00.00	84.8	5.7	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	0.21	$M_{y\,corr}$	00.00	$M_{z\,corr}$	00.00	0.1	0.3	/	15	/	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	31.93	$M_{z\,corr}$	31.93	N_{corr}	743.22	103.9	7.4	/	15	/	Vérifiée
		$M_{z\,max}$	44.71	$M_{y\,corr}$	11.66	N_{corr}	621.24	89.4	6.3	2.1	15	201.63	Vérifiée
RDC +1 er	40*40	N_{max}	895.05	$M_{y\,corr}$	4.11	$M_{z\,corr}$	36.55	115.9	8.1	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	18.26	$M_{y\,corr}$	59.46	$M_{z\,corr}$	66.14	165.2	13.5	193.1	15	201.63	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	59.46	$M_{z\,corr}$	66.14	N_{corr}	18.26	165.4	13.2	196.4	15	201.63	Vérifiée
		$M_{z\,max}$	66.14	$M_{y\,corr}$	59.46	N_{corr}	18.26	165.2	13.2	196.1	15	201.63	Vérifiée
2éme + 3éme	35*35	N_{max}	607.17	$M_{y\,corr}$	2.75	$M_{z\,corr}$	0.98	61.8	4.2	/	15	/	Vérifiée
		N_{min}	31.72	$M_{y\,corr}$	5.92	$M_{z\,corr}$	8.74	27.3	2.2	32.6	15	201.63	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	26.91	$M_{z\,corr}$	6.82	N_{corr}	229.37	70.4	5.3	35.8	15	201.63	Vérifiée
		$M_{z\,max}$	27.55	$M_{y\,corr}$	4.00	N_{corr}	121.28	57.7	4.5	56.7	15	201.63	Vérifiée
4éme + 5éme	30*30	N_{max}	246.64	$M_{y\,corr}$	3.3	$M_{z\,corr}$	21.02	21.6	6.1	80.8	15	201.63	Vérifiée
		N_{min}	10.57	$M_{y\,corr}$	20.11	$M_{z\,corr}$	16.17	105.6	9	186.4	15	201.63	Vérifiée
		$M_{y\,max}$	23.18	$M_{z\,corr}$	21.02	N_{corr}	10.57	92.1	7.8	160.4	15	201.63	Vérifiée
		$M_{z\,max}$	29.59	$M_{y\,corr}$	1.88	N_{corr}	40.51	79.2	6.8	148.1	15	201.63	Vérifiée

V.3.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a\, t\, T_u}{h_1\, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute. La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si: \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si: \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

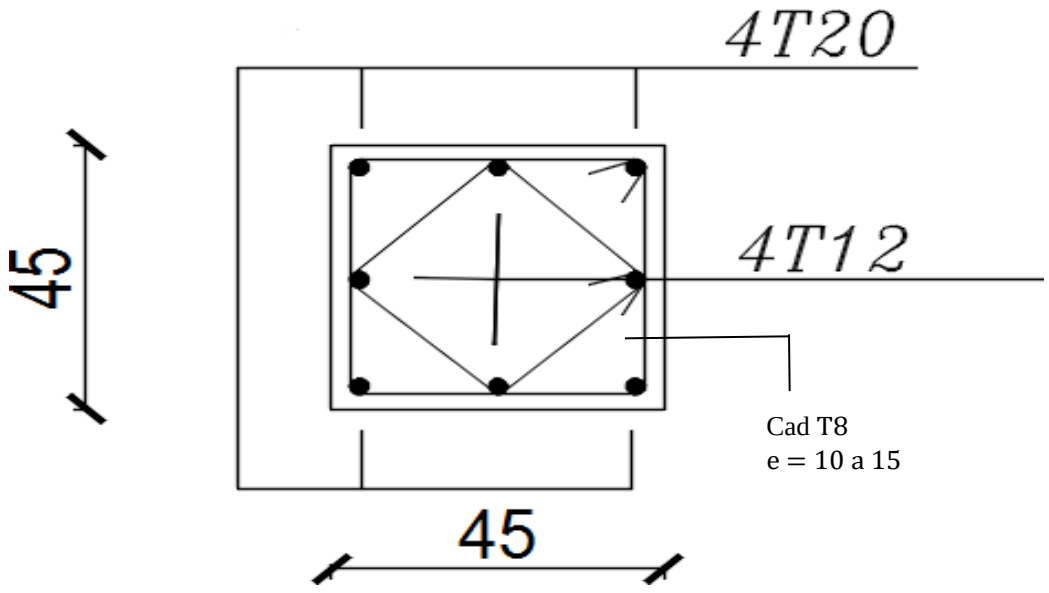
$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si: \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

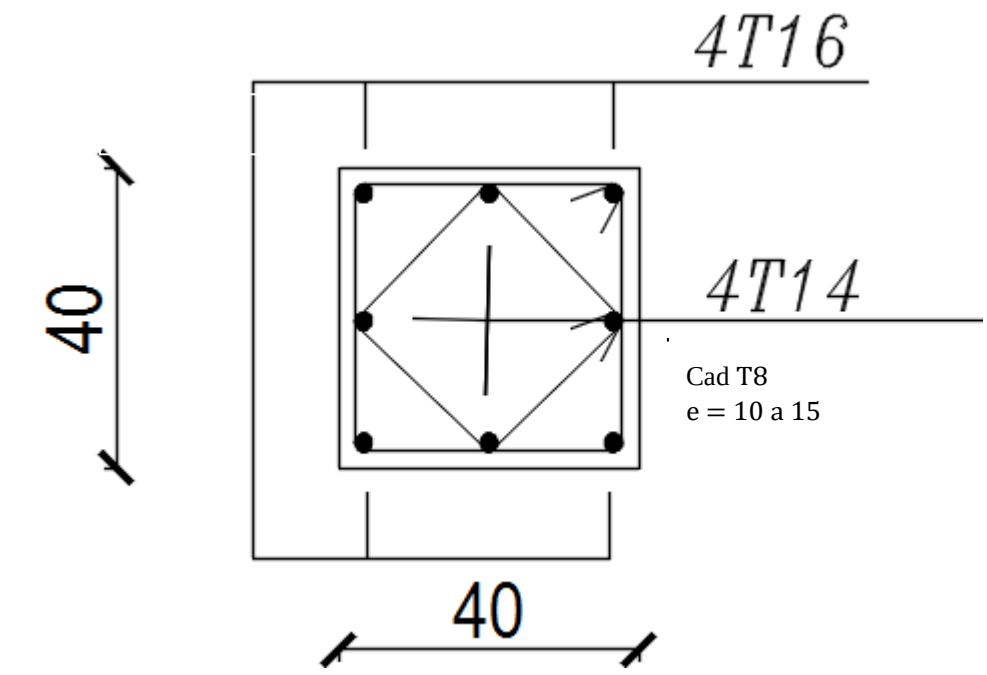
$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

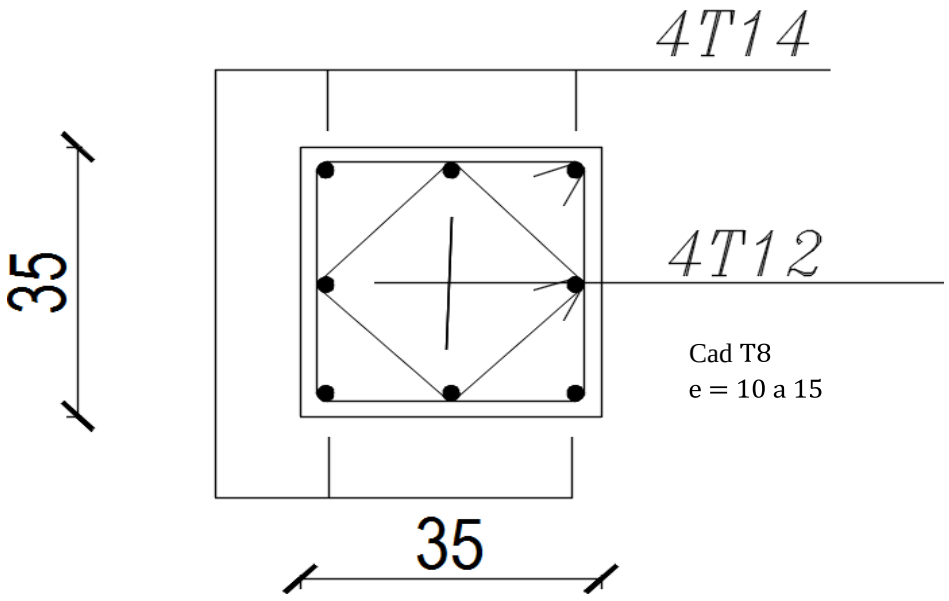
Tableau V.12: La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Sous-sol +RDC	45*45	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
1ere+2eme	40x40	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
3eme+4eme+5eme	35*35	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
6eme+7eme	30*30	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$



s


4T16
4T14
40
40
Cad T8
e = 10 a 15


4T14
4T12
35
35
Cad T8
e = 10 a 15

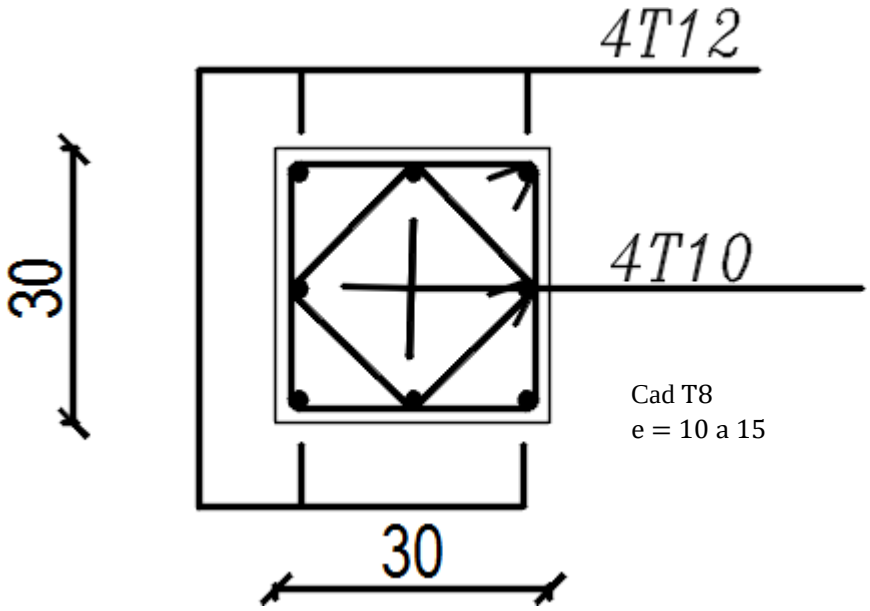


Figure V.3 *Dessin de ferraillage des Poteaux.*

V.4 Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux sera calculé en flexion simple.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales :

Exposé de la méthode des contraintes :

$$\sigma_t = \frac{N}{a * L} - 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a * L} + 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| * L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| * L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\% B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\% B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\% B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0.1\% B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants

Tableau V.13: La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Voile	*L (m)*	*N (kN)*	*M (kN.m)*	*Combinaison*	σ_t *(MPa)*	σ_c *(MPa)*	L_t *(m)*	$A_{v\,t}$ *(cm²)*	$A_{v\,c}$ *(cm²)*
V 1	3.90	-366.46	2156,6	0.8G+Vy	-4.72	3.78	2.17	25.57	13.74
V 2	3.55	100.92	1053.93	0.8G+ Vx	-1.11	0.98	1.56	2.44	1.70
V3	2.4	91,25	-506,08	0.8G+Vy	-2.45	1.33	1.1	6.81	4.10
V4	1	158.08	-119.7	0.8G-Vy	-0.30	0.8	0.25	1.009	0.8

Tableau V.14: La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Voile	L_t *(m)*	$A_{v\,t}$ *(cm²)*	$A_{v\,c}$ *(cm²)*	$A_{t\,min}$*RPA (cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
V1	2.17	25.57	13.74	12.45	15	18HA14 =27.14	9HA14 =13.74	2x 26HA14
V2	1.56	2.44	1.70	6.25	15	14HA10 =11.00	14HA10 =11.00	2x 28HA10
V3	1.1	6.81	4.10	4.45	15	9HA10 =7.07	9HA10 =7.07	2x 14HA12
V4	0.25	1.009	0.8	1.02	15	3HA10 =2.36	3HA10= 2.36	2x 6HA10

Tableau V.15: La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Voile	*L (m)*	*N (kN)*	*M (kN.m)*	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm²)	$A_{v\,c}$ (cm²)
V1	3.52	-117.13	1074.33	0.8G+Vx	-2.77	2.43	1.83	12.96	11.36
V2	2.11	151.82	-268.93	0.8G-Vx	-1.69	1.93	0.98	4.15	0.92

Tableau V.16: La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

Voile	L_t (m)	$A_{v\,t}$ (cm²)	$A_{v\,c}$ (cm²)	$A_{t\,min}RPA$ (cm²)	S_t (cm)	$A_{t\,choisie}$ (cm²)	$A_{c\,choisie}$ (cm²)	$A_{globale}$ (cm²)
V1	1.83	12.96	11.36	11.36	15	15HA12 =16.96	12HA12 =13.57	2x 27HA12
V2	0.98	4.15	0.92	3.93	15	7HA10 =5.55	6HA10 =4.71	2x 13HA8

V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton ($\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{\bar{b}}$).

Tableau V.17: Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

Voile	*N (KN)*	*M (KN.m)*	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$ (MPa)	*Vérification*
V1	-718.29	128.16	0.9	15	CV
v2	-881.2	204.3	1.3	15	CV
V3	-204.38	155.2	3.14	15	CV
v4	90.144	126.4	0.9	15	CV

Tableau V.18: Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

Voile	*N (MPa)*	*M (cm)*	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$ (MPa)	*Vérification*
V1	276.77	496.58	0.33	15	CV
V2	540.91	1432.69	0.59	15	CV

V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

Tableau V.19: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y).

Voile	*d (cm)*	b_0 *(cm)*	*T (MPa)*	τ (MPa)	*Type de fissuration*	τ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1	180	18	-549,39	0,68	Préjudiciable	5	CV
V2			-952,1	1,18	Préjudiciable	5	CV
V3			-1220,2	1,52	Préjudiciable	5	CV
V4			-1474,73	1,84	Préjudiciable	5	CV

Tableau V.20: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X).

Etage	d *(cm)*	b_0 *(cm)*	T (MPa)	τ (MPa)	*Type de fissuration*	τ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1	180	18	255,5	0,19	Préjudiciable	5	CV
V1			586,4	0,39	Préjudiciable	5	CV

V.4.1.4 Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * (\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K))} \quad , \quad K = 1 + (3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}})$$

a) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq Min\,[\frac{h}{35};\ \frac{a}{10}\ ;\ \emptyset_v]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq [0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) Selon le RPA2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq [1.5a\ ; 30cm]$$

Tableau V.21: La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).

Voile	N_u (kN)	τ (MPa)	*hps* (cm)	*he* $(cm))$	$A_{h\,cal}$ (cm^2)	$A_{h\,ch}$ (cm^2)	$S_{t\,ch}$ (cm)
5éme	-366.46	0,68	40	306	306	2x 20HA10	15
4éme	100.92	1,18	40	306	306	2x 20HA10	15
3éme	91,25	1,52	40	306	306	2x 20HA12	15
2éme	158.08	1,84	40	306	306	2x 20HA12	15

Tableau V.22: La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).

Voile	N_u (kN)	τ (MPa)	*hps* (cm)	*he* $(cm))$	$A_{h\,cal}$ (cm^2)	$A_{h\,ch}$ (cm^2)	$S_{t\,ch}$ (cm)
V1	-117.13	0,19	40	306	22,79	2x 23HA8	15
V2	151.82	0,39	40	306	22,79	2x 23HA8	15

V.4.1.5 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ Étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

Autre recommandation : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone IIa.

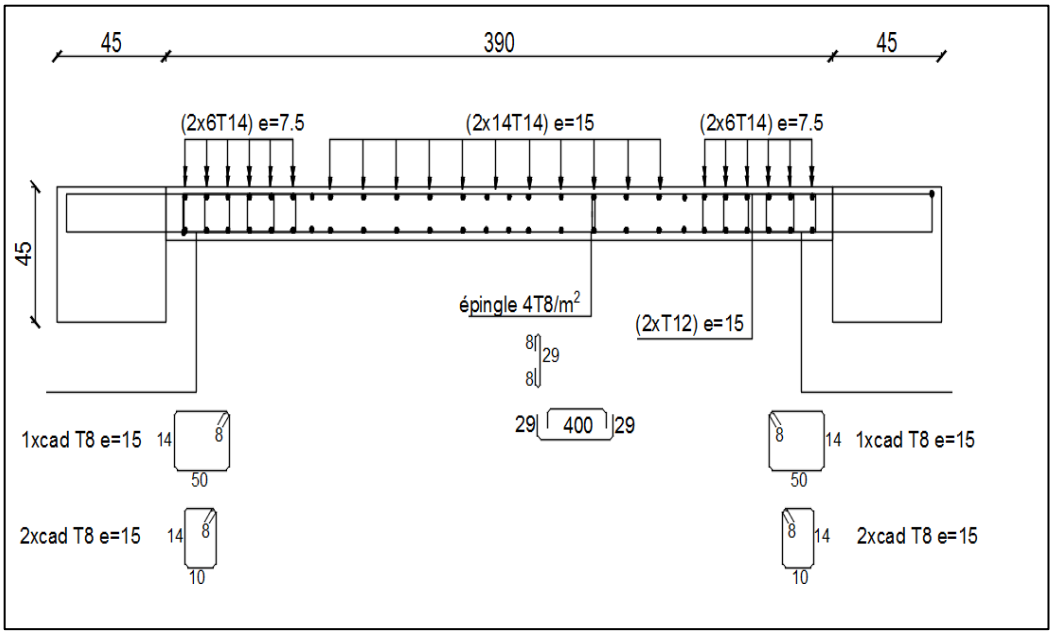


Figure V.3 : Dessin de ferraillage de voile

CHAPITRE VI :

Etude de l’infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.

Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Types de fondations

- Les fondations peuvent être classées en 3 types :
- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.2.1. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\bar{\bar{\Sigma}}\bar{s}\bar{o}\text{ł} = 2.98 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 1.5 \text{ m}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 18° \quad , \quad C = 0{,}7\ bar$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant (TVO) + ciment + eau).

VI.2.2. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.3. Méthode de calcul

VI.3.1. Semelle isolée sous poteau

Les méthodes de calcul choisie suivant la répartition de la réaction du sol on deux méthodes :

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol

. Si cette condition vérifie

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale la contrainte admissible du sol $\bar{\bar{\sigma}}_{sol}$.

$$\sigma_m \leq \bar{\bar{\sigma}}_{sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \bar{\bar{\sigma}}_{sol}$$

$$\text{Si on remplace A par : } A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

$$\leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{Il faut resoudre :} \quad \left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq B$$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

Données :

$$\bar{\bar{\sigma}}_{sol} = 2.98bar = 0{,}298\ MPa \quad , \quad a = b = 45cm \quad , \quad c = 3cm$$

NB : S semelle isolée sous poteau

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Niveau	Semelle	Combinaison	N (kN)	A (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
RDC	S	ELS	1205,30	1.894	43.75	2.00	70

VI.3.1.1 Vérification du chevauchement entre les bulles de pression des semelles :

Pour la vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles, on doit vérifier que :$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$….

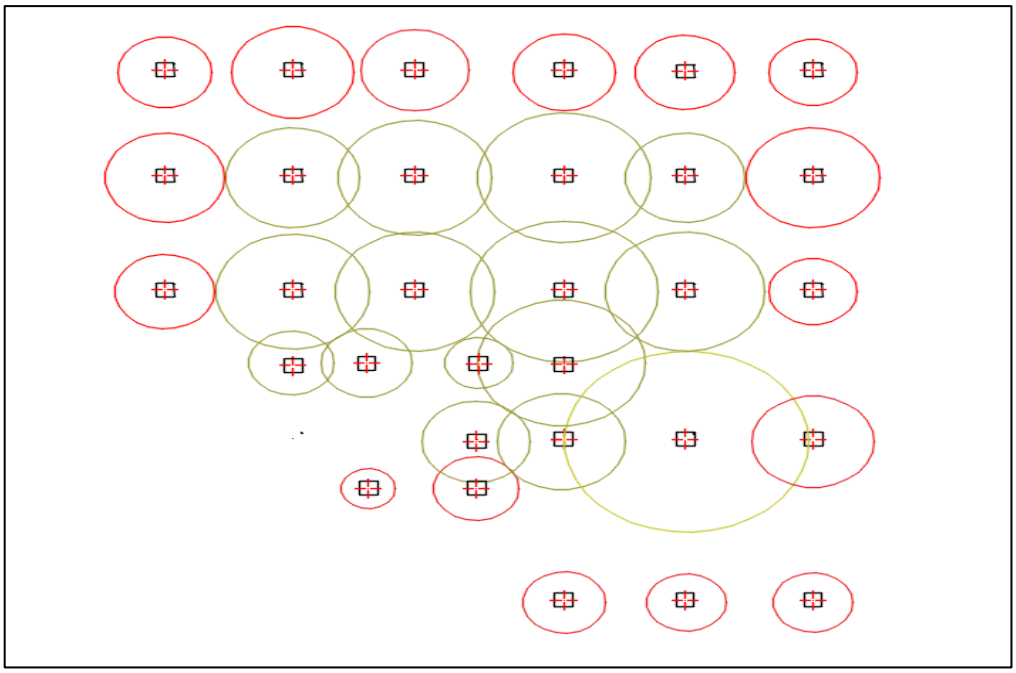
Avec A et A' sont les dimensions des deux semelles agacent

L=3,10 m $\geq \frac{1,5}{2}$(2+2) = 6, ≥ 3,10

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe y), ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

L=4,00m $\frac{1,5}{2}$(4,40+4,30) = 6,52≥ 4,00

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x), ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.



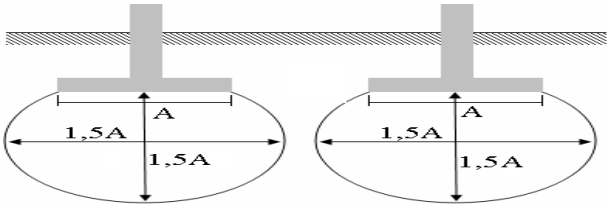


Figure VI.1: Les bulles de pression sous la semelle

VI.3.2 Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes

-Semelle filante sous un voile

-Semelle filante sous plusieurs poteaux

VI.3.2.1 Dimensionnement des semelles

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \bar{\bar{\sigma}}_{sol} \Rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \bar{\bar{\sigma}}_{sol}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \Rightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée d_G=30cm
d_D: Débord droite de la semelle isolée d_D=30cm

Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filant à l'ELS.

Semelle	L (m)	∑N (KN)	$\bar{\bar{\sigma}}sol$ (bars)	**Bcal** (m)	**Badopté** (m)	**calculé** (cm)	**hadopté** (cm)
S-F1	10.8	1946.97	2,98	0.6	1	23.75	50.00
S-F2	17.84	3953.65		0.93	1.3	31.25	50.00
S-F3	7.45	1440.21		0.7	1	23.75	50.00
S-F4	9.28	2335.39		0.85	1.1	26.25	50.00

VI.4.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes :

Tableau VI.3: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Semelle		L(m)	B(m)	B'(m)	$1{,}5 \times \left(\frac{B+B'}{2}\right)$	$L > 1{,}5 \times \left(\frac{B+B'}{2}\right)$
S-F1	S-F2	4.22	1	1.3	1.72	CV
S-F2	S-F3	2.64	1.3	1	1.72	CV
S-F3	S-F4	2.86	1	1.1	1.57	CV

VI.4.2.3. Vérification de la contraint des semelles filantes

Tableau VI.4 : Vérification de $\Sigma\sigma ser < \sigma sol$.

Semelle	L(m)	B(m)	∑Ni	S_{emelle}	$P_{remblai}$	**σser**	**σs**ol	vérification
S-F1	10.8	1	1946.97	135.1	94.5	0.217	0.298	CV
S-F2	17.84	1.3	3953.65	289.9	156.1	0.33	0.298	CNV
S-F3	7.45	1	1440.21	93.125	65.18	0.159	0.298	CV
S-F4	9.28	1.1	2335.39	127.6	81.2	0.231	0.298	CV

VI.3.2.2. Vérification des semelles filantes croisées

Tableau VI.5: Vérification de contraintes entre les semelles filantes croisées

Semelle		$L_{(m)}$	Nser KN	B cal M	B ad m	h cal cm	H ad cm	**σsol** cal MPA	$[\bar{\sigma}sol]$ MPA
Sous Plusieurs poteaux	Sf-**x1**	10.8	1946.97	0.6	1	23.75	50.00	0.176	0,298
	Sf-**x2**	17.84	3953.65	0.93	1.3	31.25	50.00	0.22	
	Sf-**x3**	7.45	1440.21	0.7	1	23.75	50.00	0.17	
	Sf-**x4**	9.28	2335.39	0.85	1.1	26.25	50.00	0.186	
	Sf-**Y1**	5.5	2207.03	1.34	1.5	36.25	50.00	0.201	
	Sf-**Y2**	9.72	2518.52	0.87	1.1	26.25	50.00	0.28	
	Sf-**Y3**	1.74	392.2	0.74	1	23.75	50.00	0.1	
	Sf-**Y4**	4.22	1276.66	0.3	1	16.25	30.00	0.14	
	Sf-**Y5**	2.4	787.25	1.1	1.3	31.25	50.00	0.1	
Sous Plusieurs voiles	Sf-**x1**	3.52	654.66	2.19	2.3	56.25	60.00	0,25	
	Sf-**x2**	3.52	719.78	2.41	2.5	61.25	70.00	0,29	
	Sf-**Y1**	2.3	437.95	1.46	1.5	36.25	50.00	0.182	

VI.3.2.2 Ferraillage de la semelle filante Croisé :

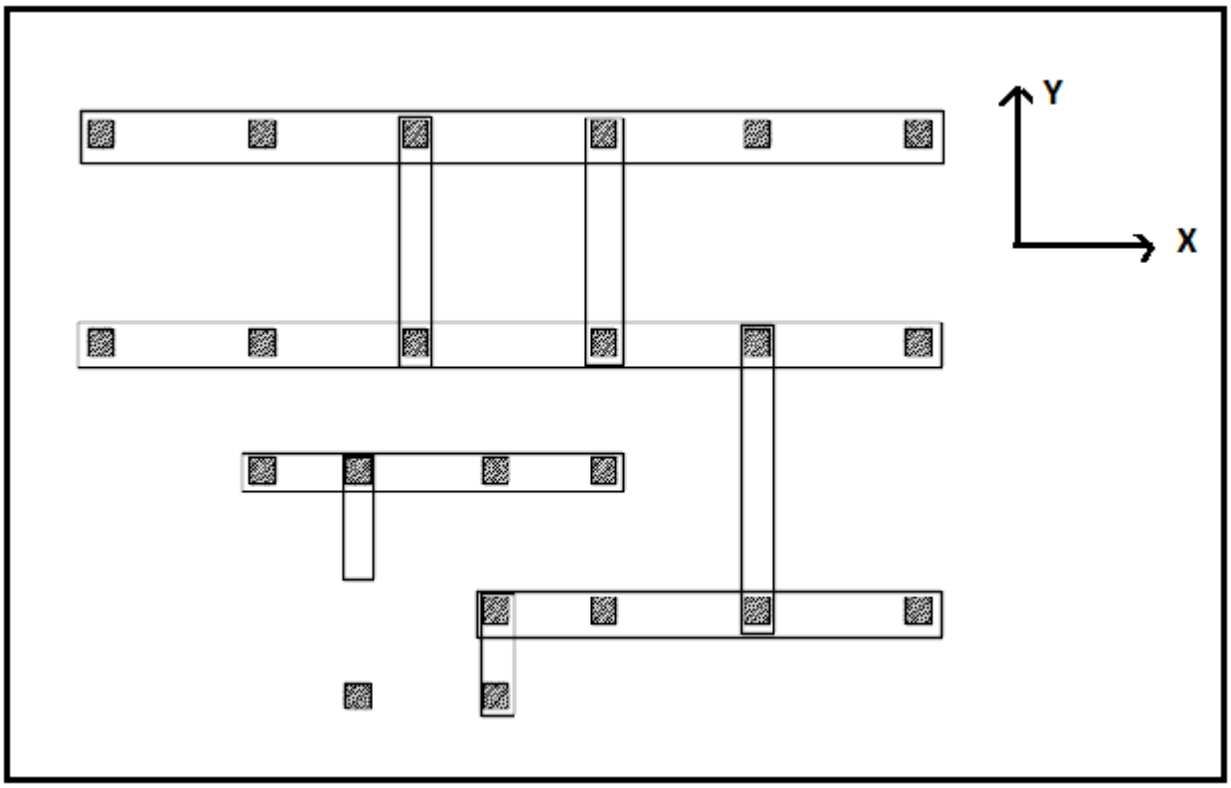


Figure VI.2: les semelles filantes Croisé

Tableau VI.6: Vérification de l'excentricité

Semelle	N	M	e_o	B/6 (m)	Diagramme	Méthode
Semelle Sous Poteaux	1205,30	22.69	0.018	0.18	trapézoïdale	Bielles
Semelle Sous Voile	405.36	14.59	0.036	0.41	trapézoïdale	Bielles

Tableau VI.7: Ferraillage Parallèlement à B.

semelle	Nu (KN)			A (cm²)	A choisi (cm²)	ST
Semelle Sous Poteaux	Suivant x	Sf-1	852.52	19.17	10HA16= 20.11	10
		Sf-2	1388.63	28.13	10HA20= 31.42	10
		Sf-3	990.75	19.51	10HA16 =20.11	10
		Sf-4	1167.33	23.21	10HA20= 31.42	10
	Suivant Y	Sf-1	1167.33	20.34	10HA16=20.11	10
		Sf-2	1015.30	19.75	10HA16 =20.11	10
		Sf-3	424.86	10.25	7HA14=10.81	15
		Sf-4	910.33	19.97	10HA16 =20.11	15
		Sf-5	305.12	8.321	7HA14=10.87	15
Semelle Sous voiles	Suivant x	Sf-1	654.66	13.04	10HA 14 =15.39	10
		Sf-2	719.78	16.36	10HA16 =20.11	10
	Suivant Y	Sf-1	142.12	9.08	6HA14=9.24	15

Tableau VI.8: Ferraillage Parallèlement à l'axe de longitudinal (principale).

semelle	Arèp (cm²/ml)		Arèp choisi (cm²/ml)	ST (cm)
Semelle Sous Poteaux	Suivant X	2.47	5HA 8 =2.51	10
	Suivant Y	2.004	5HA8=2.51	10
Semelle Sous Voile	Suivant X	3.487	7HA8 =3.52	10
	Suivant Y	4.021	9HA8=4.52	10

VI.3.2.2.1 Vérification de poinçonnement :

$$P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.9 : vérification de poinçonnement.

A (m)	B (m)	H (m)	U (m)	γ_b	Fc28 (MPA)	F limites (kN)	Nu max (kN)	vérification
0.45	0.45	0.70	4.6	1.5	25	1201.45	4784.62	C.V

Il n'y a pas un risque de poinçonnement du fût sur la semelle.

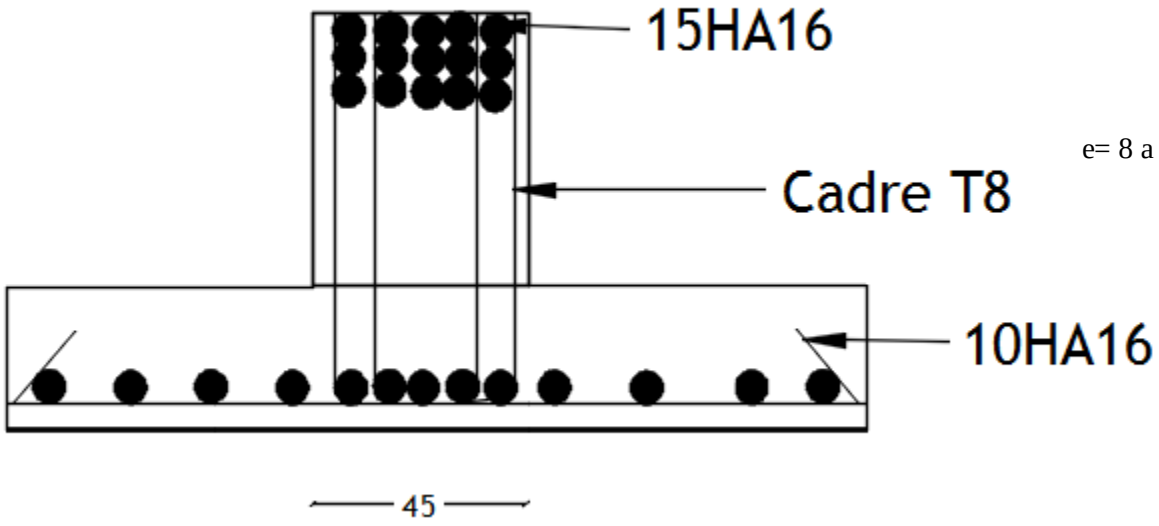


Figure VI.4: ferraillage de Semelle filant (sf-x1).

VI.3.2.3. Pré dimensionnement de Poutre de Libage :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5k.{l_{max}}^4}{E}}$$

Tableau VI.10: Pré dimensionnement de Poutre de Libage

Lmax (cm)	K (kg/cm^3)	Fc28 (MPA)	E (MPa)	hp (cm)	hp choisi (cm)	B choisi (cm)
595	4.001	25	32164.2	47.25	70.00	45

Tableau VI.11: vérification de poinçonnement.

A (m)	B (m)	H (m)	U (m)	ɣb	Fc28 (MPA)	F limites (kN)	Nu max (kN)	vérification
0.45	0.45	0.7	4.401	1.5	25	1201.45	4748.62	C.V

Il n'y a pas un risque de poinçonnement de poutre de libage.

Tableau VI.12: Sollicitations des forces.

σu	σser	F ELU	F ELS
2.44	2.003	856.4	784.2

VI.3.2.3.1 Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI.13: Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-758.115	1212.98	1234.3	-543.2	869.12

VI.3.2.3.1.a Calcul des armatures longitudinales :

Tableau VI.14: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage L'ELU

P. libage	M_u (kN.m)	A cal (cm^2)	A'cal (cm^2)	A ch (cm^2)	A'ch (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Travée	1212.98	40.3	0,00	42.22	0,00	20 HA16= 42.22
Appuis	-758.115	24.0	0,00	24.13	0,00	12HA16 =24.13

VI.3.2.3.1.b Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

$\bar{\sigma}_b$=15MPa ♦ $\bar{\sigma}_s$=201,63MPa

Tableau VI.15: Vérifications des armatures longitudinales de poutre de libage à l'ELS

P. libage	M ser (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	869.12	42.22	11.36	10.4	201.63	131.7	Vérifiée	Vérifiée
Appuis	-543.2	11.36	24.13	7.3	201,63	100		

VI.3.2.3.1.c Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2 :

On doit vérifier : $\tau \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min(\frac{0.15 \times fc28}{\gamma b}; 4\ MPA) = 2.5\ MPA$.....fissuration préjudiciable

$\boldsymbol{\tau} = \frac{1234.3 \times 1000}{595 \times 970} = 2.15\ MPA < \bar{\tau} = 2.5mpa$.....Vérifier

VI.3.2.3.1.d Armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.16: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P. libage	T (kN)	τ (MPa)	S t. adoptée		..... (cm^2)
			S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
Poutre	1234.3	2.15	10	15	6HA8=3.02

VI.3.2.3.1.e Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 :

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de $3cm^2/ml$ posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$A_P = 3 \times 2.2 = 6.6\ cm^2$. donc on adopte 6HA12 $=6.79\ cm^2$

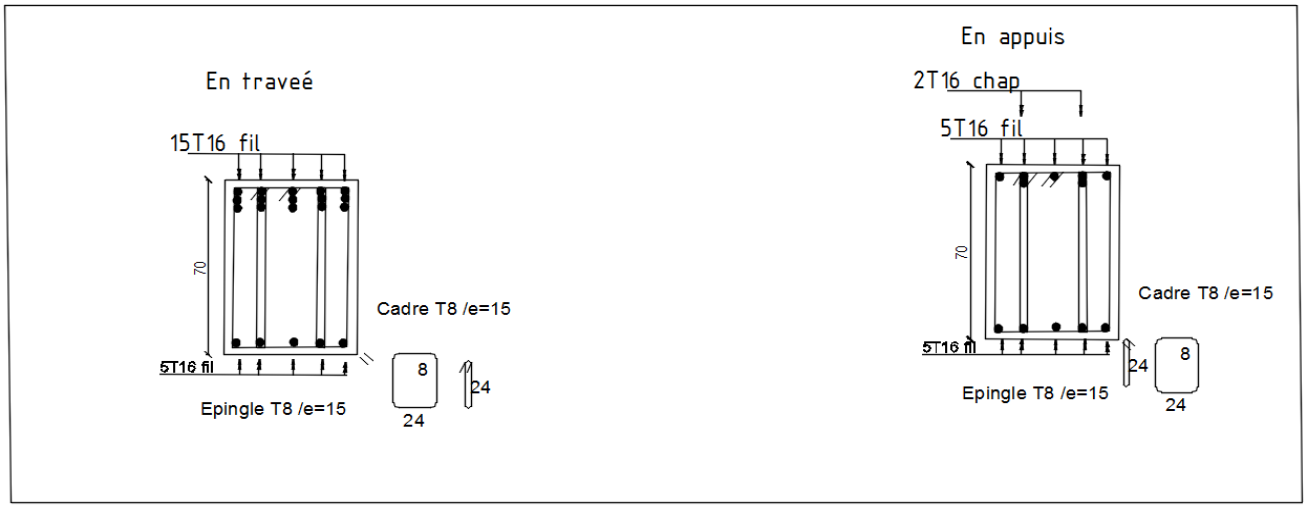


Figure VI.5: ferraillage de poutre de libage.

VI.4.4 Calcule le ferraillage de Longrine :

VI.3.4.1 Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC :

Les longrines doivent calculés pour résister à la **traction** sous l'action d'une force égale à :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20\ KN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α **:** Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

TableauVI.17: valeur de α

Site	Zone 1	Zone IIa	Zone IIb, III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	08

Etant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de la traction F :

N max=1487.3 KN (compression)

$$A = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{F_u}{F_e/\gamma_s} = 446\ mm^2 = 4.46cm$$

Section minimale :

Amin = 0.6%. b x h

(cm²) = 5.40 cm² A=

49.9 cm²

Choix des Armatures :

A_{ch} = 6HA12 = 6.79 cm²

VI.4.4.2 Vérification des contraintes normal à l'état limite de service : Combinaison : G+Q

Type de fissuration : Préjudiciable

Tableau VI.18: Vérification des contraintes normal

Longrines	Sollicitation à L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification
N°	N_{ser} [KN]	α	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	Oui / Non
	1487.3	12	/	166.92	/	201.63	**C.V**

VI.4.4.3 Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement : Combinaison : G+Q

Tableau VI.19: Vérification des contraintes tangentielle

Longrines et Sollicitation à L'ELU ou L'ACC				Vérificat Ion			Espacements et armatures			
N°	h [cm]	b [cm]	T [KN]	Tu [MPa]	Tu adm [MPa]	Oui /Non	ZN [cm]	ZC [cm]	∅ [mm]	At [cm²]
	30	30	76.03	0.92	2.50	C.V	10	15	08	1.51

Les cadres dont l'espacement est inférieur à la min [20 cm, 15 (∅1)]

VI.4.5. Calcul de voile périphérique :

Vu que notre bâtiment est totalement construit sous le niveau du sol et afin de donner plus de rigidité et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à la partie sous-sol de la construction, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Le voile périphérique forme un caisson rigide capable de remplir avec les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

- Assurer la stabilité globale de la structure.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales exigée par **Art 10.1.2 RPA 99/V2003** telle que :

- Epaisseur du voile ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

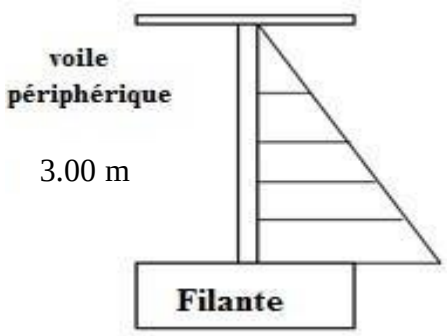


Figure VI.6: Schéma statique du voile périphérique.

VI.4.5.1. Pré dimensionnement du voile périphérique :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales

dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

L'épaisseur (e) du mur sera donnée par la condition suivante :

$$e \geq \left(\frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{25}, 15cm\right)$$

On adopte une épaisseur du voile **e = 20 cm**,

La hauteur de poussée des terres :**3m.**

La hauteur du voile périphérique **h= 2,55 m**

Choix de la méthode :

Théorie de Rankine : C'est une théorie qui permet de déterminer l'état des contraintes dans un sol en poussée ou en butée derrière un écran et de déduire les forces qui s'exercent sur le mur.

Hypothèses :

- Isotropie du sol.

- La présence de discontinuités provoquées par des écrans à la surface du sol ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans ce sol.

- Cette théorie suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul ; la contrainte est horizontale=>

Théorie de Rankine est applicable

VI.5.4.2.Détermination des sollicitations :

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

VI.5.4.3.Evaluation des charges et surcharges

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de **1m** se situe à la base du voile (cas le plus défavorable). Selon BAEL91 modifier 99, la charge de poussées des terres est donnée par :

$$\mathbf{P} = \gamma d \times h \times k\mathbf{0}$$

K0: coefficient de poussée **au repos** : (**K0= 1 − Sin φ).**

h : La hauteur du voile périphérique

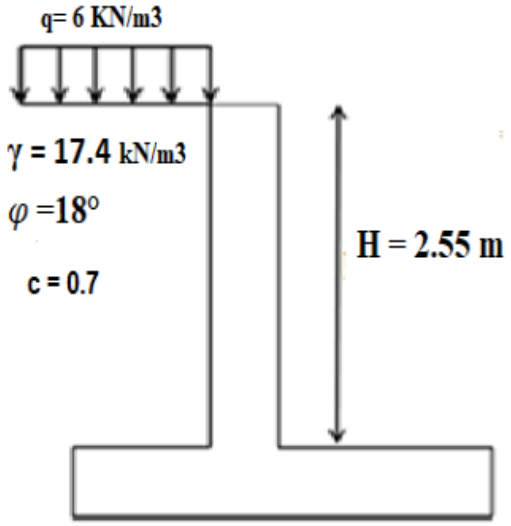


Figure VI.7: schéma de mure de soutènement

VI.5.4.4.Caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Hauteur : 2,55 m
- Surcharge éventuelle des terres : q= 6 KN/m3
- Poids volumique des terres : γ =17.4 kN/m3

- Angle de frottement interne : on prend φ =18°
- Cohésion : C = 0.7 bar
- La contrainte du sol : σ_{sol} = 2.98 bars
- Angle de la surface du remblai horizontal : β=0
- La paroi du mur est verticale : λ = 0

Pression maximale à la base du voile (z=3.00m):

$P = 17.4 * 0.69 * 3{,}00 = 23.004$ KN/ml

K0= **1** − **Sin** 18°= 0.69

VI.5.4.5. Calcul des contraintes :

Sur la paroi de mur s'exerce deux types de contraintes :

Contrainte horizontales : $\boldsymbol{\sigma_h} = \boldsymbol{K_0} \times \boldsymbol{\sigma_V}$

Contrainte vertical : $= \gamma d \times h \times k0$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_h}$**:** Contrainte horizontale

$\boldsymbol{\sigma_v}$ **:** Contrainte verticale

$\boldsymbol{K_0}$ **:** Coefficient de poussées de terres au repos

VI.5.4.6. Calcul à l'ELU :

En utilisant la méthode de Rankine, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

σh = k0 × σv = k0 × [(1,35 × γ × h) + (1,5 × q)]

σh = 0,426 × [(1,35 × 17.4 × h) + (1,5 × 6)]

σh = 16.20 **h** + **6**,21

h = 0 m → **σh** = **6**,21 KN/m²

h = 2,55 m → **σh** = 47.52 KN/m²

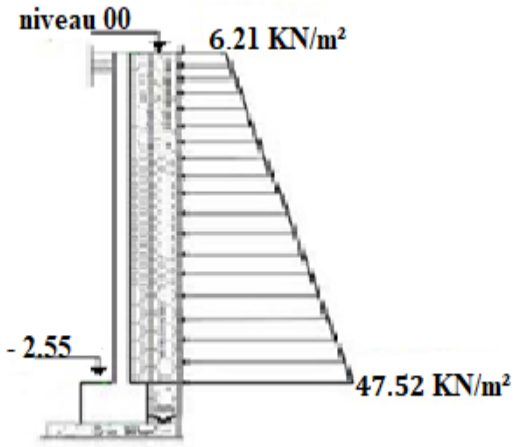


Figure VI.8: les charges appliquent dans mure (voile périphérique)

VI.5.4.6.Calcul à L'ELS :

$\sigma h = k0 \times \sigma v = k0 \times [(\gamma \times h) + q)]$
$\sigma h = 0{,}69 \times [(17.4 \times h) + 6)$
$\boldsymbol{\sigma h} = 12.006\,\mathbf{h} + \mathbf{4}.14$

- $h = 0$ m $\rightarrow \boldsymbol{\sigma h} = \mathbf{4}.14$ KN/m^2.
- $h = 2{,}55$ m $\rightarrow \boldsymbol{\sigma h} = 34.75$ KN/ m^2.

VI.5.4.7. Calcul des armatures a L'ELU :

Calcul de la charge moyenne :

- **ELU**

$$\boldsymbol{qu} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3\ x\ 47.52 + 6.21}{4} = 37.19\ \mathbf{KN/m^2}$$

- **ELS :**

$$\boldsymbol{qs} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3\ x\ 34.75 + 4.14}{4} = \mathbf{27.09\ KN/m^2}$$

Le voile périphérique se calcul comme étant un panneau en dalle pleine simplement appuyée repose sur 4 appuis .

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur, il est nécessaire de tenir compte de la continuité de panneau, on calcul les moments aux appuis puis les moments en travées pour les panneaux considérer en tenant compte le panneau intermédiaire.

Dans le sens de la petite portée : $Mx = \mu x * qu * Lx2 = 0.0561 * 37.19 * 2.82\text{^}2 = 16.59$ KN.m

✓Dans le sens de la grande portée : $My = \mu y * Mx = 0.5959 * 16.59 = 9.88$ KN.m

Les coefficients μx et μy sont fonction de :

$\rho = \frac{lx}{ly}$ et ν

Avec : ν coefficient de poisson

μx et μy sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

• **Moments en travées :**

Mtx = 0,85 ∗ Mx = 0.85*16.56 = 14.076 KN.m

Mty = 0,85 ∗ My = 0.85*9.88 = 8.398 KN.m

• **Moments aux appuis:**

Max = May = 0,5 ∗ Mx = 0.5*16.59 = 8.295 KN.m

VI.5.4.8.Calcul du ferraillage :

•Sens x :

M_{tx} = 1.407 $t.m$; b = 100 cm ; h = 20 cm ; d = 0,9 × h = 18 cm

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc}*d^2*b} = \frac{1.407*10^4}{14.17*18^2*100} = 0.0306 < \mu = 0.392 \rightarrow \{ A' = 0$$

μ = 0,0306 → β = 0,985

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta * d * b_s} = \frac{1.407 * 10^4}{0.971 * 18 * 348} = 2.31\ cm^2$$

•Sens y :

M_{ty} = 0,839 $t.m$; b = 100 cm ; h = 20 cm ; d = 0,9 × h = 18 cm

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc}*d^2*b} = \frac{0.839*10^4}{14.17*18^2*100} = 0.0306 < \mu = 0.018 \rightarrow \{ A' = 0$$

μ = 0,034 → β = 0,991

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta * d * b_s} = \frac{0.839 * 10^4}{0.971 * 18 * 348} = 1.36\ cm^2$$

VI.5.4.8.1Condition de non fragilité :

- **Sens L_y :**

D'après le RPA 99/2003 :

$A_{y\,min} = 0{,}1\%b \times h = 0{,}1\% \times 100 \times 20 = 2\ cm^2/ml$

D'après le BAEL 91 :

$A_{y\,min} = 8h = 8 \times 0{,}20 = 1{,}6\ cm^2/ml$

Donc : $A_{adoptée} = \{A_{t\,cal}\ ;\ A_{\min\ RPA}\ ;\ A_{\min\ BAEL}\} = 2\ cm^2/ml$

On prend :$5T10 \rightarrow A_{ty} = 3{,}92\ cm^2/ml$

- **Sens L_x :**

D'après le RPA 99/2003 :

$A_{x\,min} = 0{,}1\%b \times h = 0{,}1\% \times 100 \times 20 = 2\ cm^2/ml$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{xmin} = A_{ymin} * \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) = 2 * \left(\frac{3-0.80}{2}\right) = 2.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : $A_{adoptée} = \{A_{t\,cal}\,;\, A_{\min\ RPA}\,;\, A_{\min\ BAEL}\} = 2.31\ cm^2/ml$

On prend : $4T10 \rightarrow A_{tx} = 3.14\ cm^2/ml$

VI.5.4.9.Les vérifications :

A. Vérification de l'effort tranchant :

$V_x = Q_u * \frac{L_x}{2*\left(1+\frac{\alpha}{2}\right)} = 3.71 * \frac{2.81}{2*\left(1+\frac{0.8}{2}\right)} = 3.73$ t

$V_y = Q_u * \frac{L_x}{3} \leq V_x \rightarrow V_y = 3.48\ t < V_X = 3.73\ t$

$V_x = V_{max} = 3.73\ t$

$$\tau_x = \frac{V_{max}}{d * b_0} = \frac{3.73 * 10^4}{18 * 100 * 10^2} = 0.207\ MPa$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.17\ MPa$$

$\tau_u < \tau_{ultime}$ ☞ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

B. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\begin{cases} = 0{,}8 \\ \vartheta = 0{,}2\ (ELS) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} = 0{,}0628 \\ \mu_y = 0{,}7111 \end{cases}$$

$$\begin{matrix} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{matrix} \text{☞} \begin{cases} M_{0x} = 0{,}0628 \times 2{,}709 \times 2.82 = 0{,}479\ t.m \\ M_{0y} = 0{,}7111 \times 0{,}479 = 0{,}34\ t.m \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0{,}85 M_{0x} = 0{,}407\ t.m \\ M_{ty} = 0{,}85 M_{0y} = 0{,}289\ t.m \end{cases}$

- **Sens x :**

$$\boldsymbol{\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{3.14 * 100}{100 * 18} = 0.17 \rightarrow k = 58.53 \quad \beta = 0.932}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta * d * A_s} = \frac{0.75 * 10^4}{0.932 * 18 * 2.31} = 33.12\ MPa$$

$\bar{\sigma}_{\bar{s}t} = (\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28}) = \min(266.67\ ; 149.70)$; *Fissuration préjudiciable*

$\bar{\sigma}_{\bar{s}t} = 149.70$ MPa

$\sigma_s = 33.12\ MPa < \bar{\sigma}_{\bar{s}t} = 149.70$ Mpa ; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{133.12}{58.53} = 2.27\ MPa < \sigma_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$; Condition vérifée

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- **Sens-y :**

$$\boldsymbol{\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{2 * 100}{100 * 18} = 0.11 \rightarrow k = 58.53 \quad \beta = 0.932}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta * d * A_s} = \frac{0.53 * 10^4}{0.932 * 18 * 3.14} = 100.61\ MPa$$

$\bar{\sigma}_{\bar{st}} = (\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta}\ \times\ f_{t28}) = \min(266.67 ; 149.70)$; $Fissuration\ préjudiciable$

$\bar{\sigma}_{\bar{st}} = 149.70$ MPa

$\sigma_s = 100.61\ MPa < \bar{\sigma}_{\bar{st}} = 149.70$ Mpa ; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{100.61}{58.53} = 1.71\ MPa < \sigma_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ \text{MPa}\ ;\ \text{Condition vérifée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile sera ferraillé en deux nappes avec 6T10 = 4.71 cm²/ml chacune et avec un espacement $\mathbf{S_t}$=20cm.

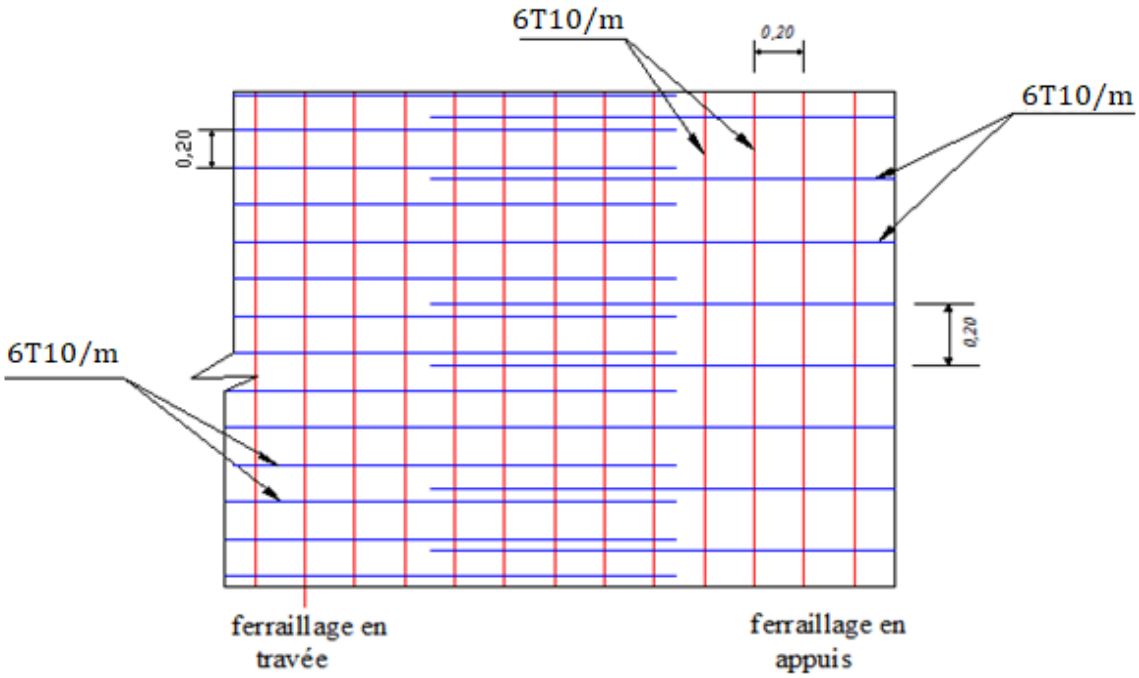


Figure VI.9: Schéma de ferraillage voile périphérique

Conclusion générale

Cette thèse présente une conception et une analyse structurelles complètes d'un bâtiment en béton armé situé à Oran, classé en zone sismique moyenne (Zone IIa) selon la réglementation sismique algérienne (RPA 99 V 2003). Ce bâtiment à usage mixte (parking, commerces et logements) comprend un sous-sol, un rez-de-chaussée, sept étages et une terrasse fermée, pour une hauteur totale de 24,48 mètres. L'étude respecte scrupuleusement les codes et normes nationaux, notamment la norme CBA 93 pour la conception du béton et la norme RPA 99 pour les aspects sismiques, garantissant ainsi la sécurité et la résistance aux tremblements de terre. Les critères de sécurité fondamentaux sont les suivants :

Comportement dynamique satisfaisant : La conception des murs en béton armé assure un comportement dynamique conforme à la norme RPA99 V 2003, avec des schémas vibratoires clairs (transposition dans les deux premiers modes et rotation dans le troisième).

- Optimisation après plusieurs itérations : La configuration finale des murs a été obtenue après plusieurs itérations, répondant à la quasi-totalité des exigences réglementaires. - Amélioration de la rigidité : L'ajout de murs a réduit la période de base de la structure de 1,22 seconde à 0,51 seconde, ce qui a accru sa rigidité.

- Complexité du calcul des patrons : 17 patrons ont été nécessaires pour atteindre une contribution massique de 90 %, en partie grâce à la modélisation d'éléments secondaires tels que les escaliers et les porte-à-faux.

- Impact sur les dimensions des poteaux : Afin d'assurer une répartition adéquate des charges, les dimensions des poteaux centraux des étages inférieurs ont été augmentées à 45 x 45 cm^2.

- Sections de renforcement : Les grandes portées structurelles ont nécessité l'utilisation de sections d'acier de grandes dimensions pour renforcer les éléments porteurs.

Voici quelques-uns des critères clés retenus pour cette étude.

En nous appuyant sur les normes précédemment établies, nous avons déterminé et vérifié les dimensions des éléments de résistance primaires et secondaires de la superstructure et de la sous-structure, en appliquant les connaissances théoriques acquises lors de nos études de premier cycle.

En fin de compte, notre objectif principal était de minimiser les risques sismiques et de faciliter la construction de la structure en adoptant une conception optimale répondant aux exigences de sécurité, économiques et architecturales.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

- Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « ROBOT version 2014 ».
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2017**.**

ANNEXE A
METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que $I_f$est défini par la relation :

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

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}02 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ Si la valeur deμ résultant de cette expression est positive et zéro de cas

Contraire.

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé. f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa.

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

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

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0 : La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et

I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation

Longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}\ E_i$

$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}}\ et\ \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches Fi et Fv sont égales à :

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}}\ et\ F_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \leq 5cm \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ L \geq 5cm \end{cases}$$

ANNEXE B
CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$M_t = k.M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$).

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère-les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le mécanisme des Fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent lignes de rupture.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissuresau niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre). Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

-Un côté libre par un trait sans hachures.

-Un appui simple par une hachure.

-Un encastrement par un double hachuré.

Le calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$\sum$Travaux externes = $\sum$Travaux internes

Travail extérieur : en fonction de (charge, portée),

Travail intérieur : en fonction du moment, Pour le cas des

charges réparties :

T_{ext}=q.s.f_{cdg} q : charge répartie.

S : surface de la région rigide.

f_{cdg}: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.
T_{int}=M.L.ɵ

M: moment de flexion,

L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation, *Θ:* l'angle de rotation.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

Calcul des moments :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :
   a) Elle est encastrée sur un seul côté :$M = -\frac{qL2}{2}$
   b) Elle repose simplement sur deux côtés :$M = \frac{qL2}{8}$
   C) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :$M_t=0,8M_0$

   $M_a=-0,5M_0$

   Avec : $M_0=\frac{qLx2}{8}$
2. Dalle travaillant suivant les deux directions :
   a) Dalle articulée sur leur contour :

   $M_x = \mu_x . q . L_x^2$

   $M_y = \mu_y . M_x$
   b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :
      - Panneau de dalle de rive :

        $M_{tx}=0,85M_x$
        $M_{ty}=0,85M_y$

$M_{ax}=M_{ay}=-0,3M_x$ (appui de rive)

$M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x$ (Appui intermédiare)

- Panneau de dalle intermédiaire :

  $M_{tx}=0,75M_x$

  $M_{ty}=0,75M_y$
  $M_{ax}=M_{ay}=-0,5M_x$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{Mw-Me}{I}$

$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{Mw-Me}{I}$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

   $T_x=\frac{q.lx.ly}{2ly+lx}$

   $T_x=\frac{Plx}{3}$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 . d} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Ferraillage :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :
   - Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$a \leq Min$ [$3h\ et\ 33cm$] ($chargesuniformémentréparties$)

$a \leq$ [$2h\ et\ 22cm$] ($chargesconcentrées$)

- Armatures de répartitions :

$A\text{rép} \geq \frac{A}{4}$

$\emptyset\text{rép} \leq \emptyset$

$a \leq Min$ [$4h\ et\ 45cm$]($chargesuniformémentréparties$)

$a \leq Min$ [$3h\ et\ 33cm$]($chargesconcentrées$)

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$M_x \rightarrow A_x$

$M_y \rightarrow A_y$

$\emptyset_x et \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$

$a \leq Min$ [$3h\ et\ 33cm$]($chargesuniformémentréparties$)

$a \leq Min$ [$2h\ et\ 22cm$]($chargesconcentrées$)

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$M_{tx} \rightarrow A_{tx}\ M_{ty} \rightarrow A_{ty}$

$M_{ax} \rightarrow A_{ax}\ M_{ay} \rightarrow A_{ay}$

$\emptyset_{tx}; \emptyset_{ty};\ \emptyset_{ax} et \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$

$a \leq Min$ [$3h\ et\ 33cm$]($chargesuniformémentréparties$)

$a \leq Min$ [$2h\ et\ 22cm$]($chargesconcentrées$)

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset x}{2}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\emptyset x + \emptyset y}{2}\right)$$