

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURES

Par : BENDIAB Mohammed Anwar

Sujet

**Etude technique et managériale d'un bâtiment R+5.
Cas pratique: "100 LPA + 16 LP + 6 Locaux commerciaux à Maghnia**

Soutenu en Juin 2025 , devant le jury composé de :

Mr BENAMAR Abderahmane
Mme MEDJAHED Amina
Mr HAMZAOUI Fethi
Mme MOSTEGHANEMI Samia

Université de Tlemcen
Université de Tlemcen
Université de Tlemcen
Université de Tlemcen

Président
Examinatrice
Encadreur
Co-Encadrante

Année universitaire : 2024 /2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Avant toute chose, je rends grâce à Dieu, le Tout-Puissant, qui m'a accordé la force, le courage, la santé et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Mes plus profonds remerciements vont à mes parents, et particulièrement à mon père bien-aimé, **Mr. BENDIAB YOUCEF**, je dédie mes remerciements les plus profonds et les plus sincères. Votre soutien inconditionnel, vos précieux conseils et votre foi inébranlable en mes capacités ont été ma lumière tout au long de ce parcours. Votre sagesse, votre patience et vos sacrifices ont forgé la personne que je suis aujourd'hui. Je suis éternellement reconnaissant pour votre présence constante, votre guidance éclairée et cet amour paternel qui m'ont donné des ailes pour atteindre ce succès.

Je tiens à exprimer ma plus sincère reconnaissance à mes encadreurs, **Mr HAMZAOUI Fethi** et **Mme MOSTEGHANEMI Samia**, pour leurs précieux conseils et leur accompagnement tout au long de ce travail. Mes remerciements s'adressent également à **Mme MEDJAHED AMINA**, ainsi qu'à tous les ingénieurs de **l'Organisme de Contrôle (CTC - TLEMCEN)**, en particulier à

Mr SAIDANI WALID à qui j'adresse mes plus vifs remerciements. Son expertise, sa disponibilité et ses conseils avisés ont été d'une valeur inestimable tout au long de ce projet. Je lui suis profondément reconnaissant pour son accompagnement patient et son engagement sans faille depuis les premières étapes jusqu'à l'aboutissement de ce travail. Son soutien constant et ses orientations précieuses ont grandement contribué à la réussite de ce projet, et à **Mr ANSEUR MOHAMED** pour son orientation durant mon projet de fin d'études.

Enfin, je tiens à exprimer ma profonde gratitude :

À **Mr BENAMAR Abderrahmane** pour avoir présidé ce jury avec bienveillance ;

À **Mme MEDJAHED Amina** pour avoir généreusement consacré son temps à l'évaluation de mon travail et honoré ma soutenance de sa présence.

DEDICACE

Mes très chers parents pour leur soutien inestimable, leur patience infinie,
leurs sourires qui m'ont porté et leurs sacrifices
sans lesquels je n'aurais pu franchir cette étape.
Que Dieu les garde et les protège à jamais.

A ma sœur, mes frères

A mes meilleurs amis

Toutes les personnes qui nous ont aidés durant toutes la période de mon projet
de fin

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

BENDIAB MOHAMMED ANWAR

RESUME

Ce projet consiste en une étude technico-managériale d'une structure en béton armé destinée à un usage mixte (habitation et commerce), comprenant un rez-de-chaussée et cinq étages, située dans la wilaya de Tlemcen. Cette région est classée en zone sismique de moyenne à élevée (IV) selon le RPA 2024. Notre mission comprend, d'une part, une étude technique portant sur l'analyse et le dimensionnement du bâtiment, conformément aux normes en vigueur (RPA 2024 et BAEL 91 modifiée 99), et d'autre part, une étude managériale visant à identifier l'ensemble des tâches nécessaires à la réalisation du projet, afin d'en déterminer le délai et le coût global

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Séisme, Management.

ABSTRACT

This project involves a technical and managerial study of a reinforced concrete structure designed for mixed-use (residential and commercial), comprising a ground floor and five stories, located in the wilaya of Tlemcen. This region is classified as a moderate to high seismic zone (IV) according to the RPA 2024. Our mission includes, on one hand, a technical study focusing on the analysis and design of the building, in compliance with current regulations (RPA 2024 and modified BAEL 91-99), and on the other hand, a managerial study aimed at identifying all necessary tasks for project execution to determine its timeline and overall cost.

Key works: Building, Reinforced concrete, Seism, Management.

ملخص

يتمحور هذا المشروع حول دراسة تقنية-إدارية لمنشأة خرسانية المسلحة مخصص للاستخدام المختلط (سكني وتجاري)، ويتكون من طابق أرضي وخمسة طوابق، ويقع في ولاية تلمسان. تصنف هذه المنطقة ضمن المنطقة الزلزالية متوسطة إلى عالية (IV) وفقاً لنظام مقاومة الزلازل 2024.

تشمل مهمتنا من جهة أخرى دراسة إدارية تهدف إلى تحديد جميع المهام اللازمة بغرض تحديد الأجل والتكلفة الإجمالية لهذا المشروع.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة، الزلزال، التسيير

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation du projet

I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure.....	2
I.2.1.1 Dimensions en élévation.....	2
I.2.1.2 Dimensions en plan.....	2
I.3 Conception de la structure.....	2
I.3.1 Ossature de l'ouvrage.....	2
I.3.2 Plancher.....	2
I.3.3 Escaliers.....	2
I.3.4 Maçonnerie.....	2
I.3.5 Revêtement.....	3
I.3.6 Acrotère.....	3
I.4 Caractéristiques géotechniques du sol.....	3
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.5.1 Béton.....	3
I.5.1.1 Résistance du béton.....	3
I.5.1.2 Module de déformation longitudinale.	4
I.5.1.3 Coefficient de poisson.....	4
I.5.1.4 Contrainte ultime de cisaillement du béton.....	4
I.5.1.5 La contrainte de compression à l'ELU.....	5
I.5.1.6 La contrainte de compression à l'ELS.....	6
I.5.2 L'acier.....	6
I.5.2.1 Différent type d'acier.....	6
I.5.2.2 Contraintes limites des aciers (D'après C.B.A.93)	6
I.6 Conclusion.....	7
 Chapitre II : Descente des charges et prédimensionnement	
II.1 Introduction.....	8
II.2 Détermination de l'épaisseur du plancher.....	8

II.3 Descente des charges.....	8
II.3.1 Plancher terrasse inaccessible.....	8
II.3.2 Plancher RDC (usage de commerce)	9
II.3.2.1 Plancher à corps creux (16+5)	9
II.3.2.2 Plancher à Dalle pleine	10
II.3.3 Balcon	10
II.3.4 Murs	11
II.3.4.1 Mur Extérieur	11
III.3.4.1 Mur Intérieur (simple cloison).....	11
II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux	12
II.4.1 Poutres	12
II.4.1.1 Poutres Principales	12
III.4.1.1 Poutres Secondaires	13
II.4.2 Prédimensionnement des poteaux.....	13
II.4.2.1 Vérification du poteau au flambement.....	15
II.4.3 Les murs voiles.....	16
II.4.4 Pré dimensionnement d'escaliers.....	16
II.4.4.1 Dimensionnement des escaliers.....	17
II.4.4.2 Evaluation des charges et surcharges.....	18
II.5 Conclusion.....	19

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction.....	20
III.2 Etude des planchers.....	20
III.2.1 Plancher à corps creux.....	20
III.2.1.1 Introduction.....	20
III.2.1.2 Combinaisons des charges.....	20
III.2.1.3 Types des poutrelles.....	21
III.2.1.4 Armatures longitudinales.....	23
III.2.2 Plancher à dalle pleine.....	29
III.2.2.1 Introduction.....	29
III.2.2.2 Combinaisons des charges.....	29

III.2.2.3 Calcul du Planchers.....	29
III.2.2.3.1 Chargement.....	29
III.2.2.3.2 Détermination du sens de portée de la dalle.....	30
III.2.2.3.3 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91).....	30
III.2.2.3.4 Les moments totaux appliqués sur la dalle.....	30
III.2.2.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle.....	32
III.3.3 Étude des escaliers.....	35
III.3.3.1 Combinaison d'action.....	35
III.3.3.2 Diagrammes des moments et l'effort tranchant.....	36
III.3.3.3 Détermination du ferrailage.....	36
III.3.4 Etude de la poutre palière.....	39
III.3.5 Etude des balcons.....	44
III.3.5.1 Introduction.....	44
III.3.5.2 Combinaisons des charges.....	44
III.3.5.3 Types des balcons.....	44
III.3.5.4 Charges appliquées sur le balcon.....	44
III.3.5.5 Moments fléchissant et efforts tranchants.....	45
III.3.5.6 Récapitulation des moments et des efforts tranchants.....	46
III.3.5.7 Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon.....	46
III.3.6 Etude de l'acrotère.....	48
III.3.6.1 Introduction.....	48
III.3.6.2 Charges et surcharges supportées par l'acrotère.....	49
III.3.6.3 Ferrailage de l'acrotère.....	50
III.3 Conclusion.....	53

CHAPITRE IV: Etude dynamique

IV.1 Introduction.....	54
IV.2 L'étude dynamique.....	54
IV.3 Modélisation de la structure.....	54
IV.4 Choix de la méthode de calcul.....	55
IV.5 la méthode statique équivalente.....	55
IV.6 Combinaisons de calcul.....	55

IV.7 Calcul de la force sismique totale.....	56
IV.8 Résultante des forces sismiques de calcul.....	60
IV.9 Stabilité au renversement.....	61
IV.10 Calcul des déplacements.....	62
IV.11 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	64
IV.12 Justification de la largeur des joints sismiques.....	65
IV.13 Conclusion.....	67

CHAPITRE V: Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction.....	68
V.2 Combinaisons des charges.....	68
V.3 Etude des Poteaux.....	68
V.3.1 Les résultats des sollicitations donnés par ETABS 19.....	68
V.3.2 Calcul du ferrailage.....	69
V.4 Etude des Poutres.....	75
V.4.1 Les résultats des sollicitations donnés par ETABS 19.....	75
V.4.2 Calcul de ferrailage.....	76
V.5 Les murs voiles.....	80
V.6 Conclusion.....	88

CHAPITRES VI: Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction.....	89
VI.2 Classification des fondations.....	89
IV.3 Choix du type de fondation.....	89
IV.4 Exemple de calcul de la Semelle Filante.....	89
IV.4.1 Prés dimensionnement de la semelle filante.....	90
IV.4.2 Calcul de la largeur élastique.....	91
VI.4.3 Vérification des contraintes.....	92
IV.4.2 Calcul du ferrailage.....	92
IV.4.3 Etude des longrines.....	93
IV.5 Conclusion.....	94

CHAPITRES VII: Etude managériale

VII.1 Introduction.....	95
-------------------------	----

VII.2 Présentation de projet.....	96
VII.3 Cycle de vie d'un projet de construction.....	96
VII.4 Les acteurs de notre projet.....	97
VII.5 Planification de notre projet.....	98
VII.5.1 Works breakdown structure (WBS).....	98
VII.5.2 La matrice des priorités (MPP).....	99
VII.5.3 Matrice des responsabilités (RACI).....	99
VII.5.4 Organisationnels breakdown structure (OBS).....	100
VII.5.5 Management des délais.....	101
VII.5.6 Management des Coût.....	102
VII.5.7 Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat (PDCS).....	104
VI.6 Conclusion.....	106

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe A

Annexe B

Annexe C

Annexe D

Annexe E

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation du projet

Figure I-1 : Plan de masse et de situation	1
Figure I-2 : Diagramme des contraintes déformations du béton	5
Figure I-3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS	6
Figure 1-4: Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers	7

Chapitre II : Descente des charges et prédimensionnement

Figure II-1 : Plancher à corps creux	8
Figure II-2 : Plancher Corps creux Terrasse inaccessible	9
Figure II-3 : Plancher Corps creux RDC	9
Figure II-4 : Dalle pleine de balcon	10
Figure II-5 : Mur extérieur (double paroi)	11
Figure II-6 : Mur intérieur (simple paroi)	11
Figure II-7 : Section supporté par le poteau le plus sollicité	13
Figure II.8: Coupe des murs voiles en élévation	16
Figure II.9: Schéma d'un escalier	17

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Figure III-1 dimensions de la poutrelle	23
Figure III-2 : Le panneau le plus sollicité	30
Figure III-3 : Une bande de 1m pour le calcul de ferrailage	32
Figure III-4 : Moment fléchissant ELU des escaliers	36
Figure III-5 : Moment fléchissant ELS des escaliers	36
Figure III.6 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU de la poutre palière	40
Figure III .7 Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS de la poutre palière	41
Figure III-8 : Schéma statique du balcon	45
Figure III-9 : Ferrailage du balcon	48
Figure III-10 : L'Acrotère	49
Figure III-11 : Ferrailage de l'acrotère	52

CHAPITRE IV: Etude dynamique

Figure IV-1 : Modélisation de la structure	54
Figure IV-2 : Spectral Calcul	60
Figure IV-3: Largeur minimum du joint sismique	66
Figure IV-4 : Disposition des voiles dans notre structure	66
CHAPITRE V: Etude des éléments structuraux	
Figure V.1 : coupe du voile en élévation	80
Figure V.2 : Zone critique à la base du voile	82
Figure V.3 Eléments de rive pour les voiles	83
Figure V.4 Calculer la longueur comprimée	87
Figure V.5: Enveloppe de calcul pour Les moments	87
Figure V.6: Calcul de M_{RD} à l'aide de logiciels Socotec	88
CHAPITRES VI: Etude de l'infrastructure	
FigureVI.1: Schéma d'une Semelle filante	88
Figure VI.2 : Les différentes semelles sous poteaux	89
CHAPITRES VII: Etude managériale	
Figure VII.1 : Cycle de vie d'un projet	96
Figure VII.2 : Les acteurs de notre projet	97
Figure VII.3 : Planification de notre projet	97
Figure VII-4: Les priorités du projet (PP)	98
Figure VII-5: Exemple d'Organisationnel Breakdown Structure (OBS)	99
Figure VII-6 : Les modèles d'estimation des coûts	101
Figure VIII.7 : Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat (PDCS)	104
Figure VIII.8 : Diagramme d'élaboration de projet et Stratégies de Contrats	105

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation du projet

Tableau I-1 : Dimensions en élévation.	1
--	---

Chapitre II : Descente des charges et prédimensionnement

Tableau II.1: Charges et Surcharges Plancher terrasse inaccessible	8
Tableau II.2: Charges et Surcharges Plancher étage courant	9
Tableau II.3: Charges et Surcharges Plancher Dalle pleine	10
Tableau II-4 : Charges et Surcharges du balcon	10
Tableau II-5 : Charges du au mur extérieur	11
Tableau II-6 : Charges du au mur simple paroi	11
Tableau II.7: Récapitulation de prédimensionnement des poutres	13
Tableau II-8 : Dimensions et vérification des poteaux	15
Tableau II-9 : Charges et surcharge du palier	18
Tableau II-10 : Charges et surcharge de Paillasse	18

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau III-1 : Les charges et les surcharges supportées par les poutrelles	22
Tableau III-2 : Les moments fléchissant et des efforts tranchants (RDC et Etage courant)	22
Tableau III-3 : Les moments fléchissant et des efforts tranchants (Terrace incassable)	22
Tableaux III-4: Vérification des poutrelles aux niveaux des appuis intermédiaires	24
Tableaux III-5: Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives	24
Tableau III-6 : Ferrailages calculés pour les poutrelles de RDC et étage courant	26
Tableau III-7 : Ferrailages calculés pour les poutrelles de terrasse inaccessible	26
Tableau III-8 : Ferrailages adopté pour les poutrelles	27
Tableau III-9 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles	29
Tableau III-10 : Moment fléchissant de la dalle pleine	32
Tableau III.11: Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine	34

Tableau III-12 : Les charges et les surcharges supportées par escalier	35
Tableau III.13 : Récapitulation du ferrailage des escalier	39
Tableau III.14 : Récapitulation de M et T de la dalle pleine balcon	46

CHAPITRE IV: Etude dynamique

Tableau IV-1: Conditions d'application de la méthode statique équivalente	55
Tableau IV-2 : Valeurs du coefficient CT	56
Tableau IV-3: Périodes et pourcentages de participation massique	57
Tableau IV-4 : Valeurs des Pondérations Pq	59
Tableau IV-5 : Poids des différents niveaux	59
Tableau IV-6 : Valeurs des coefficients pour le calcul de l'effort tranchant à la base	59
Tableau IV-7: Réactions à la base obtenue par ETABS 19	60
Tableau IV-8: Stabilité de la structure au renversement (selon x-x)	61
Tableau IV-9: Stabilité de la structure au renversement (selon Y-Y)	62
Tableau IV-10: Vérification des déplacements (Selon X-X)	63
Tableau IV-11: Vérification des déplacements (Selon Y-Y)	63
Tableau IV-12: Vérification des déplacements inter-étages	64
Tableau IV-13: Vérification l'effet P- Δ (Selon X-X)	65
Tableau IV-14: Vérification l'effet P- Δ (Selon Y-Y)	65

CHAPITRE V: Etude des éléments structuraux

Tableau V.1 : Les différents sollicitations maximales à l'accidentelle	69
Tableau V.2 : Les différents sollicitations à ELS	69
Tableau V.3: Ferrailage longitudinales adopté pour les Poteaux	72
Tableau V.4: Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque Type d'acier	72
Tableau V.5: La longueur de la zone nodale pour les poteaux	73
Tableau V.6 : Vérification spécifique sous sollicitations normales	74
Tableau V.7 : Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant	75
Tableau V.8 : Sollicitations maximales dans les poutres principales	75
Tableau V.9 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaire	75
Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles	79
Tableau V.11: Ferrailage des poutres principales	79

Tableau V.12: Ferrailage des poutres secondaires	80
Tableau V.13 Sollicitations normales pour chaque niveau	81
Tableau V.14 : Contraintes limites de cisaillement pour chaque niveau	82

CHAPITRES VI: Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Récapitulatif des efforts internes M et N	89
Tableau VI.2: Dimensions de semelle filante	90
Tableau VI-3 : Déplacement de la semelle	91

CHAPITRES VII: Etude managériale

Tableau VII-1 : Matrice de priorité de notre cas	98
Tableau VII-2 : La Matrice RACI	99
Tableau VII-3: Coût estimatif des travaux de réalisation	102
Tableau VII-4: Types de contrat de notre projet	104

LISTE DES NOTATIONS

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

$\bar{\sigma}_{SOL}$: Contrainte admissible du sol.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

f_{tj} : Résistance à la traction.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vj} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

A : Facteur d'accélération de la zone.

C_p : Facteur de la force horizontale.

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

λ : L'élancement mécanique des poteaux.

h : Facteur de correction d'amortissement.

β : Valeur du coefficient de pondération.

w : Poids total de la structure.

w_i : Poids sismiques de l'étage « i ».

N : Effort normale.

V : Effort tranchant.

M_{Uj} : Moment à l'état limite ultime.

M_S : Moment à l'état limite service.

M_t : Moment en travée.

M_S : Moment en appuis.

A_S : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

A_r : Section d'armatures de répartition.

μ_u : Moment ultime réduit.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

L_f : Longueur de flambement.

L_f : Longueur de recouvrement.

T : Effort tranchant, période.

ϕ_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

ϕ_t :: Diamètre d'une barre d'acier transversale

S_t : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

I : Moment d'inertie.

K : Coefficient de raideur du sol.

Introduction générale

L'analyse et la conception des structures en béton armé constituent un pilier fondamental du génie civil, exigeant une maîtrise approfondie des principes de résistance des matériaux, de mécanique des structures et des normes en vigueur et de Management . Ce domaine requiert une approche rigoureuse pour garantir la stabilité, la durabilité et l'efficacité économique des ouvrages.

Dans le cadre de ce projet, nous étudions un bâtiment situé à Maghnia, dans la wilaya de Tlemcen (Algérie). Composé de trois blocs séparés par des joints parasismiques, il abrite des logements sociaux (LPA), des logements promotionnels (LP) et des locaux commerciaux.

Notre étude se concentre sur le **bloc B2**, qui comprend des commerces au rez-de-chaussée et des habitations sur cinq étages.

Ce travail vise à synthétiser les connaissances acquises durant notre formation, à approfondir notre expertise en calcul des structures et à nous initier aux règlements en vigueur, notamment le **BAEL91 modifié 99** et le **RPA2024**. Ces normes, basées sur les propriétés des matériaux (béton et acier), ont pour objectif d'assurer un niveau de sécurité optimal face aux sollicitations mécaniques (compression, flexion, etc.) et aux actions sismiques.

Notre mission consiste en deux volets principaux :

1. **Une étude technique** : Analyse et dimensionnement de la structure (poteaux, poutres, voiles, etc.) à l'aide des logiciels **SAP2000** et **ETABS 19** et **AutoCAD 2014** et **Socotec 64**, incluant une étude dynamique et une vérification de l'infrastructure.
2. **Une étude managériale** : Planification des tâches, estimation des coûts et délais pour assurer la bonne exécution du projet à l'aide des logiciels **MS Project** et **MindView 7.0** et **Excel (PDCS)**.

La démarche adoptée débute par une description générale du bâtiment et un pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux, suivi d'une descente des charges.

Ensuite, une analyse dynamique est réalisée, aboutissant au dimensionnement définitif des composants. Enfin, une étude de gestion de projet est menée pour optimiser l'organisation, le budget et le calendrier.

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction

L'analyse d'un bâtiment en béton armé requiert des connaissances fondamentales sur lesquelles l'ingénieur s'appuie pour concevoir une structure à la fois sûre et économique. Ce chapitre est donc dédié à rappeler certains concepts et à décrire le projet à étudier.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Nous avons choisi d'étudier un projet de construction de logements LPA et logements LP en béton armé. Ce projet contient 3 blocs séparés par un joint parasismique et il se compose de 100 logements sociaux (LPA), 16 logements promotionnels (LP) et 6 locaux commerciaux, stratégiquement situés au rez-de-chaussée pour dynamiser l'activité économique locale.

Nous sommes chargés d'étudier le bloc B2 qui est composé de :

- ❖ Rez-de-chaussée : commercial (4 locaux)
 - local (01) : Surface : 35.44m²
 - local (02) : Surface : 38.80m²
 - local (03) : Surface : 38.78m²
 - local (04) : Surface : 35.45m²
- ❖ 5 étages à usage d'habitation avec quatre logements par niveau :
 - F3 : Surface habitable : 69.14 m²

Le bâtiment est réalisé dans la wilaya de Tlemcen, à Maghnia, précisément derrière la gare routière.

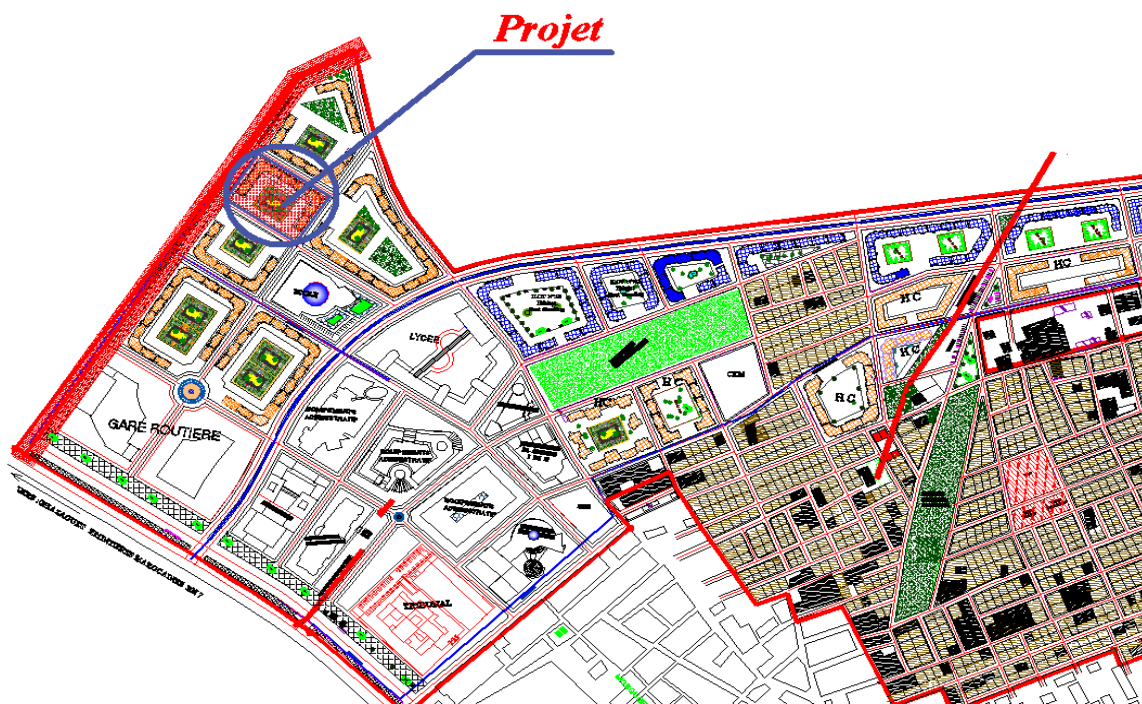


Figure I-1 : Plan de masse et de situation

I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :

I.2.1.1 Dimensions en élévation :

La structure présente en élévation.

Tableau I-1 : Dimensions en élévation.

Hauteur (RDC)	3.06 m
Hauteur (étage courant)	3.06 m
Hauteur totale de bâtiment	18.36m

I.2.1.2 Dimensions en plan :

La structure présente dont les dimensions en plan sont :

- Longueur totale : 27.73 m
- Largeur totale : 19.61 m
- La surface totale du bâtiment : 543.79 m²

I.3 Conception de la structure :

I.3.1 Ossature de l'ouvrage

C'est une ossature auto-stable réalisée avec système portique (poteau – poutre et voiles), pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

I.3.2 Plancher

Dans notre cas nous avons utilisé deux types du plancher :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine

I.3.3 Escaliers

Il s'agit d'éléments non porteurs qui permettent de relier un niveau à un autre grâce à deux volées et à des paliers en béton armé entre les étages.

I.3.4 Maçonnerie

- **Mur extérieur (double paroi).**
 - Brique creuse de 15 cm pour les faces extérieures.
 - Brique creuse de 10 cm pour les faces intérieures.
 - Un vide d'air de 2 cm.

- **Mur intérieur (simple paroi).**
 - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur

I.3.5 Revêtement

Ils seront réalisés :

- En carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- En Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.6 Acrotère

Étant donné que la terrasse est inaccessible, le dernier niveau est bordé d'un acrotère en béton armé, dont la hauteur varie entre 60 cm et 100 cm, et l'épaisseur est de 10 cm.

I.4 Caractéristiques géotechniques du sol

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 2024 comme une zone de sismicité moyenne à élevée (zone IV)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (Bâtiments d'importance moyenne).
- Le site est considéré comme (Catégorie S5 : site nécessitant des investigations approfondies et des études spécifiques) .

D'après le rapport du laboratoire mécanique de sol (LTPO), la contrainte admissible du sol est = 2bars. (Voir l'annexe)

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le béton et l'acier seront sélectionnés en accord avec les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

I.5.1 Béton

Le béton est une pierre artificielle obtenue par le durcissement d'un mélange de ciment, de sable, de gravier, d'eau, d'air et éventuellement d'adjuvants, en respectant des normes de dosage. Bien que le béton puisse supporter des efforts de compression, sa résistance à la traction est limitée. Pour compenser cette faiblesse, des armatures sont intégrées, ce qui permet d'obtenir un béton armé capable de résister à la fois à la compression et à la traction.

I.5.1.1 Résistance du béton

❖ Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de révolution de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulat de diamètre au plus égal à 40mm. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20Mpa et au plus égale à 45Mpa

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\left. \begin{aligned}
 f_{tj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Mpa} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \dots\dots(1) \\
 f_{tj} &= \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \text{ Mpa} && \text{pour } 40 \text{ Mpa} \leq f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \dots\dots(2)
 \end{aligned} \right\} \text{CBA93 (Article A. 2.1. 11)}$$

Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ on utilise la relation (1)

Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{tj} = 1.1 \times f_{c28}$ avec $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$

❖ Résistance à la traction

La résistance à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie par la formule suivante

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa} \dots\dots\text{CBA93 (Article A. 1. 2. 12)}$$

Pour notre projet: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

I.5.1.2 Module de déformation longitudinale

❖ **Module de déformation instantanée :** Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots(\text{CBA93 (Article A.2.2.21)})$$

❖ **Module de déformation différée :** Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots(\text{CBA93 (Article A.2.1.22)})$$

I.5.1.3 Coefficient de poisson

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\left. \begin{aligned}
 \nu &= 0.2 \rightarrow \text{pour le béton non fissuré (ELS)} \\
 \nu &= 0 \rightarrow \text{pour le béton fissuré (ELU)}
 \end{aligned} \right\} \text{CBA93 (Article A. 2. 1. 3)}$$

I.5.1.4 Contrainte ultime de cisaillement du béton

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après **CBA93 (Art A.5.2.11)** on a :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \dots\dots\dots \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \dots\dots\dots \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

I.5.1.5 La contrainte de compression à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{28}}{\theta \times \gamma_b} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ Pour une situation accidentelle

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ Pour une situation courante

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions > 24h

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions < 1h.

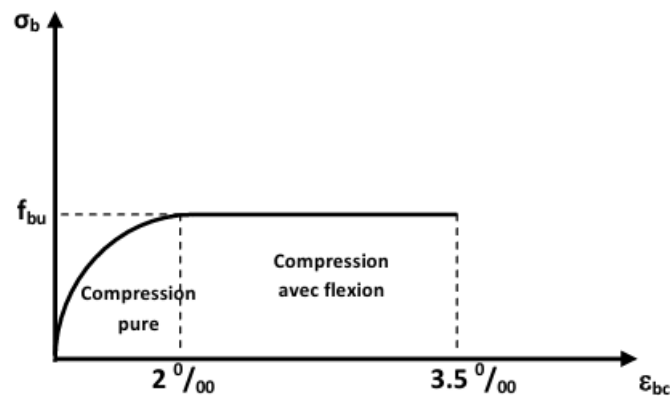


Figure I-2 : Diagramme des contraintes déformations du béton

I.5.1.6 La contrainte de compression à l'ELS

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Art A.4.5.2)}.$$

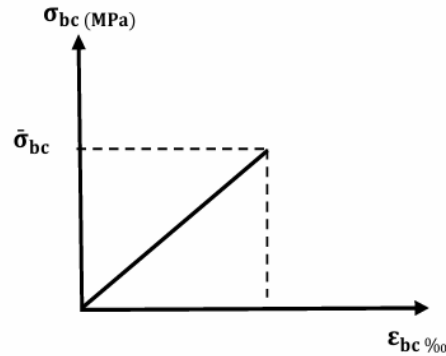


Figure I-3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.5.2 L'acier

Excepté pour les armatures transversales, les armatures des éléments principaux, en béton armé, doivent être à haute adhérence, avec une limite caractéristique d'élasticité spécifiée supérieure ou égale à 400 MPa et inférieure ou égale à 600 MPa. La valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale doit être supérieure ou égale à 5%.

I.5.2.1 Différent type d'acier :

Dans la pratique, nous avons utilisé les différentes nuances d'acier suivantes :

- **Les ronds lisses (R.L)**
 - Fe E 215 MPa
 - Fe E 235 MPa

- **Les hautes adhérences (H.A)**
 - Fe E 400 MPa
 - Fe E 500 MPa

I.5.2.2 Contraintes limites des aciers (D'après C.B.A.93)

- **Etat limite ultime (ELU)**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Tel que :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Pour une situation durable} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \text{Pour une situation accessible} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } f_e = 400 \text{ MPa}$$

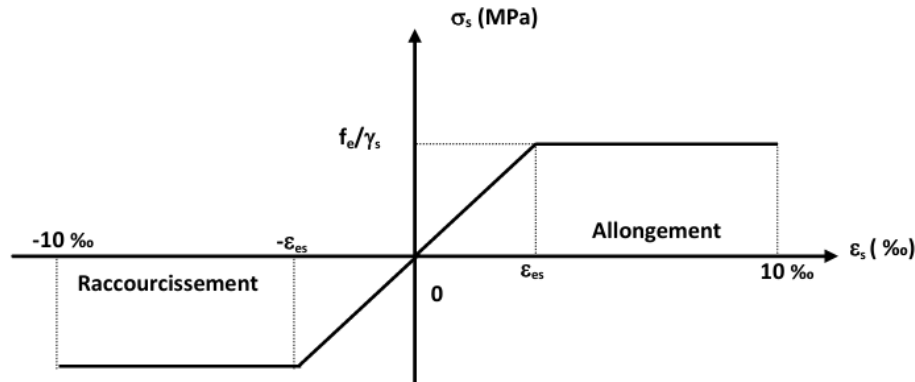


Figure 1-4: Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers

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

La contrainte sera limitée uniquement pour l'ouverture des fissures

- Fissuration peu nuisible (préjudiciable) : $\bar{\sigma}_{st}$ pas de limite
- Fissuration nuisible (préjudiciable) : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$
- Fissuration très nuisible (très préjudiciable) : $\bar{\sigma}_{st} = \min (0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec : η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ RL} \\ \eta = 1.6 \text{ RL} \end{array} \right.$$

I.6 Conclusion

Ce chapitre introduit un projet de construction d'un bâtiment en béton armé à Maghnia (Tlemcen), composé de trois blocs séparés par des joints parasismiques. L'étude se concentre sur le bloc B2, qui comprend des locaux commerciaux au rez-de-chaussée et des logements sociaux sur cinq étages. Les dimensions du bâtiment (27,73 m de longueur, 19,61 m de largeur, 18,36 m de hauteur) et ses caractéristiques structurales (ossature portique, planchers, murs, etc.) sont détaillées. Le site, classé en zone sismique moyenne à élever, présente un sol nécessitant des études spécifiques. Les propriétés des matériaux (béton et acier) sont définies selon les normes algériennes, assurant la sécurité et la durabilité de la structure. Ce chapitre fournit ainsi les bases techniques pour les analyses et calculs ultérieurs.

Chapitre II : Descente des charges et prédimensionnement

II.1 Introduction

L'évaluation des divers éléments résistants tels que les poteaux, poutres, voiles et autres, nécessite un dimensionnement préliminaire, connu sous le nom de prédimensionnement. Ce dernier sera réalisé conformément aux règles du B.A.E.L 91 et du RPA 2024. Pour cela, nous procéderons à une analyse de la répartition des charges et des surcharges pour chaque élément porteur, allant de tous les niveaux jusqu'à la fondation.

II.2 Détermination de l'épaisseur du plancher

Les planchers jouent un rôle crucial en délimitant les différents niveaux du bâtiment. Leur fonction principale est de reprendre et de transmettre les charges verticales aux éléments porteurs. Selon les règles du B.A.E.L 91, il est nécessaire de vérifier la condition de la flèche

$$ht \geq \frac{l}{22.5} \quad \text{Avec : } ht : \text{ la hauteur totale du plancher.}$$

l : la portée maximum entre nus appuis d'une poutrelle.

$$ht \geq \frac{440}{22.5} = 19.56 \rightarrow ht = 21 \text{ cm}$$

Donc On prend un plancher en corps creux (16 + 5) cm

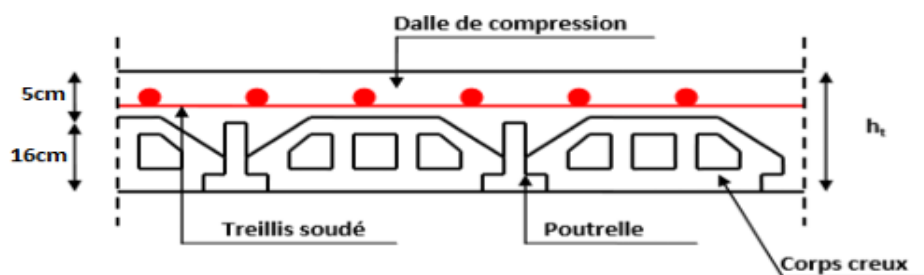


Figure II-1 : Plancher à corps creux

II.3 Descente des charges

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1: Charges et Surcharges Plancher terrasse inaccessible

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Protection gravillon	5	17	0,85
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
forme de pente	10	22	2.20
Isolation thermique	4	4	0,16
Dalle en corps creux	21	25	2.85
Enduit de plâtre	2	10	0,2
		G	6.38
		Q	1

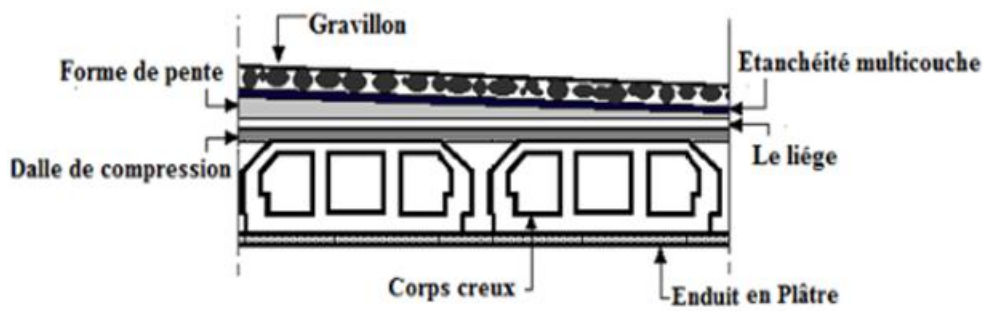


Figure II-2 : Plancher Corps creux Terrasse inaccessible

II.3.2 Plancher RDC (usage de commerce) :

II.3.2.1 Plancher à corps creux (16+5)

Tableau II.2: Charges et Surcharges Plancher étage courant

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en corps creux	21	25	2.85
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Séparation interne	10	10	1
		G	5.06
		Q	1.5

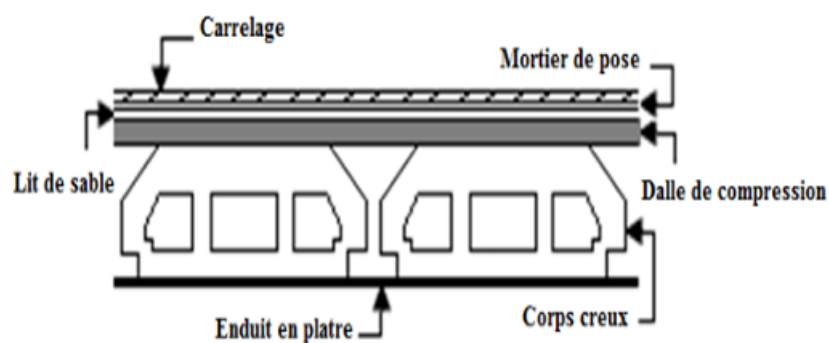


Figure II-3 : Plancher Corps creux RDC

II.3.2 Plancher à Dalle pleine :

Leur pré-dimensionnement des dalles pleines se fait en se basant sur les critères donnés par le règlement (B.A.E.L.91) :

- Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.80} = 0.66 \rightarrow 0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \rightarrow \text{Donc la dalle portant dans les deux sens.}$$

- Condition de flèche :

$$h \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow h \geq \frac{120}{40} \geq h \geq 3 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc on prend } h=15 \text{ cm}$$

Tableau II.3: Charges et Surcharges Plancher Dalle pleine

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Enduit en ciment	2	18	0.36
Dalle pleine en béton	15	25	3,75
Enduit en plâtre	2	10	0.20
		G	5.15
		Q	2.5

II.3.3 Balcon :

Tableau II-4 : Charges et Surcharges du balcon.

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine en béton	15	25	3,75
Enduit en ciment	2	20	0.4
		G	5.31
		Q	3.5

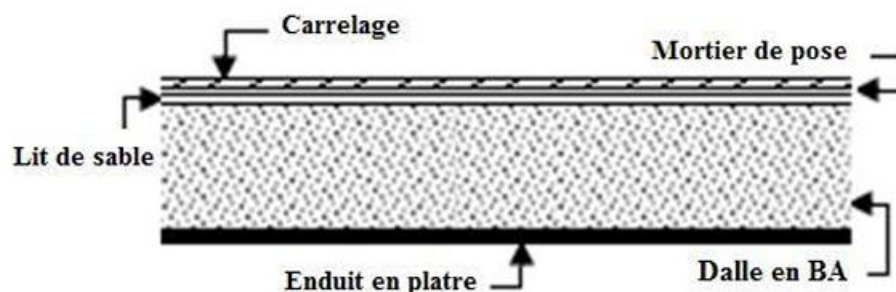


Figure II-4 : Dalle pleine de balcon

II.3.4 Murs

II.3.4.1 Mur Extérieur

Tableau II-5 : Charges du au mur extérieur.

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Enduit en ciment	2	20	0,40
Brique creuse.	15	9	1.35
L'âme d'air	2	/	/
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit en plâtre	2	10	0.2
		G	2.85

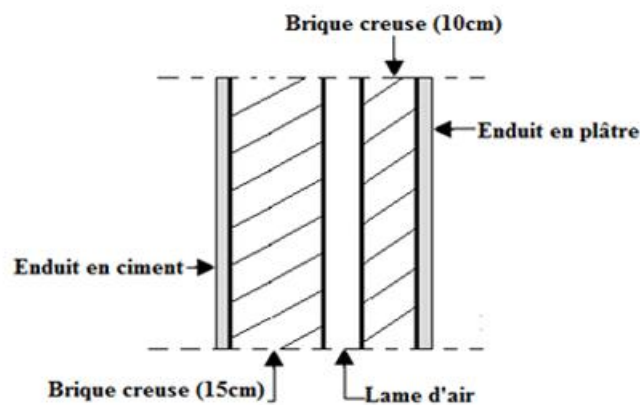


Figure II-5 : Mur extérieur (double paroi).

III.3.4.1 Mur Intérieur (simple cloison)

Tableau II-6 : Charges du au mur simple paroi.

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit intérieur (en plâtre)	2	10	0.2
Enduit extérieur (en plâtre)	2	10	0.2
		G	1.3

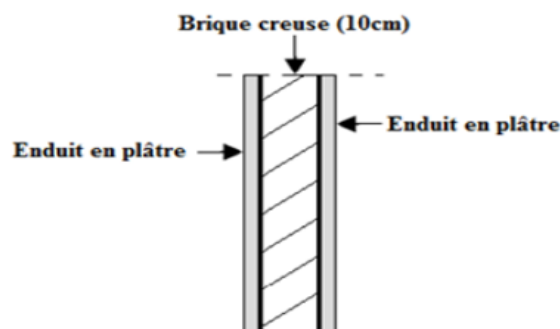


Figure II-6 : Mur intérieur (simple paroi).

II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux

Le prédimensionnement a pour objectif de réaliser un calcul préliminaire des sections des divers éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres, murs). Ses visées incluent l'amélioration de la stabilité de l'ouvrage ainsi que l'établissement d'un équilibre optimal entre coût et sécurité. Il est effectué en conformité avec les normes RPA99/version 2003 et les règlements (C.B.A.93) et (B.A.E.L91).

II.4.1 Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux conçus pour supporter les charges et les surcharges présentes sur les planchers, qu'elles transmettent ensuite aux poteaux. Dans notre structure, nous pouvons distinguer deux types de poutres :

II.4.1.1 Poutres Principales

Selon le règlement de B.A.E.L 91 les poutres seront pré-dimensionnées par le critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

avec h : hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

Selon RPA 2024 les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\frac{622}{15} \leq h \leq \frac{622}{10} \quad L_{max}=622 \text{ cm}$

$$41.46 \text{ cm} \leq h \leq 62.2 \text{ cm}$$

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

- $13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$

$$\text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Vérificatio} \left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \quad \text{Cv} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Cv} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{Cv} \end{array} \right.$$

III.4.1.1 Poutres Secondaires

D'après le B.A.E.L 91

- $\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$ $L_{max}=440$ cm
 30 cm $\leq h \leq 44$ cm on prend : $h = 30$ cm

- $12 \leq b \leq 28$ on prend : $b = 30$ cm

Vérification d'après RPA 2024

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Tableau II.7: Récapitulation de prédimensionnement des poutres

	Poutres principaux	Poutres Secondaires
Bloc	(30×45) cm ²	(30×30) cm ²

II.4.2 Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs responsables de recevoir les charges et les surcharges provenant des différents niveaux et de les transmettre au sol via les fondations. Leur rôle ne se limite pas uniquement à supporter les charges verticales ; ils jouent également un rôle crucial lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques, permettant ainsi de gérer les actions horizontales, notamment celles induites par les séismes. Le calcul se base principalement sur la section du poteau le plus sollicité, qui est généralement le poteau central :

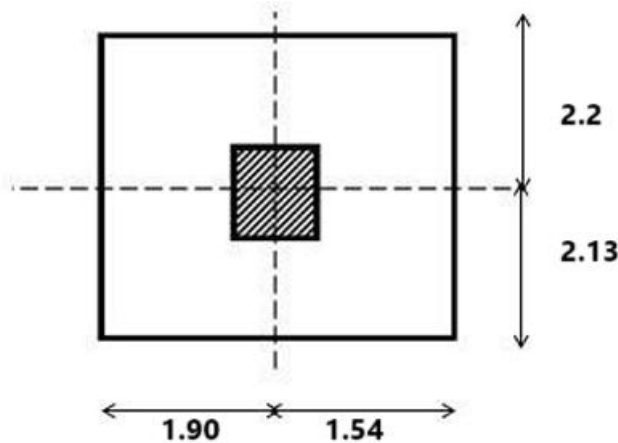


Figure II-7 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.

D'après les règles de (C.B.A.93) et (B.A.E.L.91)

S : Surface supporté par le poteau le plus sollicité :

$$S = 14.89 \text{ cm}^2$$

On suppose une charge répartie moyenne P par étage : ($P=1t/ \text{m}^2$)

n : nombre d'étage \rightarrow (n=6).

Nu : Etant la charge verticale

$$Nu = P \times S \times n = 1 \times 14.89 \times 6$$

$$Nu = 89.34t = 0.8934 \text{ MN}$$

Section réduite : selon les règles du B.A.E.L 91 :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\left[\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Avec : β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend la valeur :

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \rightarrow \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

On fixe l'élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où $\beta = 1.2$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas générale)}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 0.8934}{\left[\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0.0573 \text{ m}^2$$

$$\text{et } B_r = (a - 0.02)^2 \geq 0.0573 \text{ m}^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 0.02 \rightarrow a \geq \sqrt{0.0573} + 0.02 \rightarrow a \geq 0.26 \text{ m}$$

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

- **Vérification des conditions du R.P.A 2024 :**

$$\checkmark \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \min(a, b) \geq \frac{he}{20} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.4.2.1 Vérification du poteau au flambement :

❖ Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{45^4}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4$$

❖ Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{341718.75}{45^2}} = 13 \text{ cm}$$

❖ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec } L_f = 0.7 \times L_0 \text{ (cas générale)}$$

L_0 : Hauteur libre du poteau

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{0.7 \times 3.06}{0.13} = 16.47$$

on $\lambda_x = \lambda_y = 16.47 < 70 \rightarrow$ Le flambement est vérifié.

Tableau II-8 : Dimensions et vérification des poteaux

Niveau	n	he (cm)	a,b (cm)	Nu (Mn)	$I_x=I_y$ (m)	$\lambda_x = \lambda_y$ (cm)	$\lambda < 70$
RDC	6	306	45	0.8934	0.13	16.74	Cv
1	5	306	40	0.7545	0.12	17.85	Cv
2	4	306	40	0.5956	0.12	17.85	Cv
3	3	306	35	0.4467	0.10	21.42	Cv
4	2	306	35	0.2978	0.10	21.42	Cv
5	1	306	35	0.1489	0.10	21.42	Cv

II.4.3 Les murs voiles

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

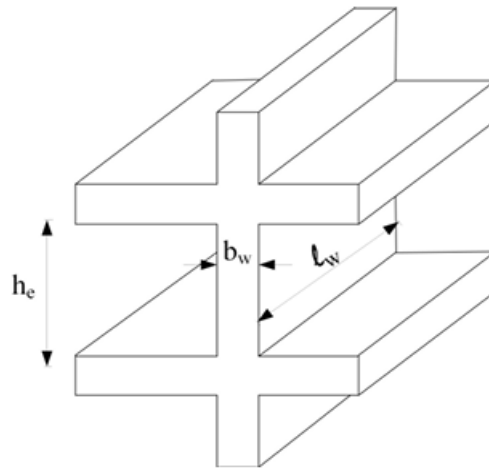


Figure II.8: Coupe des murs voiles en élévation

Selon le RPA 2024 les voiles de contreventement satisfaisant les conditions suivantes :

- $L \geq \max \left(\frac{h_e}{3}; 4b; 1m \right) \rightarrow L \geq \max (102cm) \rightarrow L = 200cm$
- $b \geq \max \left(15cm; \frac{h_e}{20} \right) \rightarrow b \geq \max (15.3cm) \rightarrow b = 20cm$

II.4.4 Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est composé d'une série de marches qui relient deux niveaux différents d'un bâtiment, permettant ainsi le passage à pied entre ces niveaux, que ce soit pour monter ou descendre. Un escalier se compose :

- La marche : c'est la partie sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- Le contre marche : c'est la partie verticale d'une marche
- Emmarchement : c'est la longueur d'une marche.
- Le giron : c'est la largeur d'une marche.
- La paillasse : c'est la dalle qui monte sous les marches
- Palier situé entre deux volées et limitant le nombre de marches

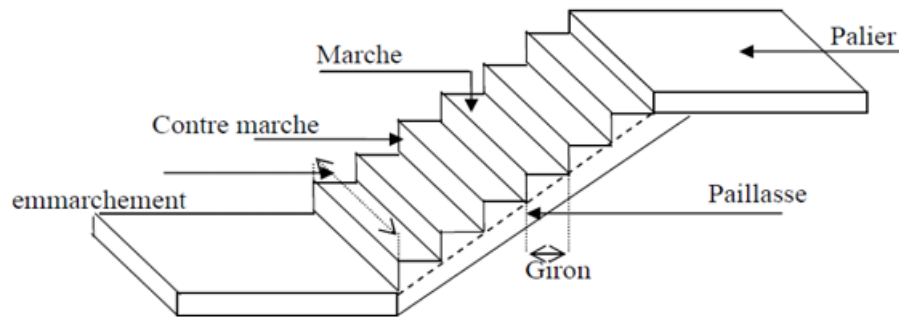


Figure II.9: Schéma d'un escalier.

II.4.4.1 Dimensionnement des escaliers

Pour les dimensions des marches g et contremarches h on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59\text{ cm} \leq g + 2h \leq 66\text{ cm}$

$$0.25 \leq g \leq 0.32 \rightarrow g = 30\text{ cm}$$

- h : hauteur de la marche (contre marche : $h=17\text{ cm}$)
- g : largeur de la marche ($g = 30\text{ cm}$)
- $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ contremarches. \rightarrow (9 contre marche par volée)
- m : Nombre de marche : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$
- Longueur de la ligne de foulée : $L = g \times \left(\frac{n}{2} - 1\right) = 30 \times (9 - 1) = 240\text{ cm}$
- L'inclinaison des paillasses : $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1.53}{2.4}\right) = \alpha = 32,52^\circ$

➤ **Calcul des épaisseurs (palier et paillasse) :**

Paliers :

$$\frac{L_T}{20} \leq e \leq \frac{L_T}{15} \quad ; \quad L_T = g \times \left(\frac{n}{2} - 1\right)$$

$$L_T = 30 \times \left(\frac{18}{2} - 1\right) = 240\text{ cm}$$

$$\frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15}$$

$$12 \leq e \leq 16$$

On prend $e = 15\text{ cm}$.

Paillasse :

$$\frac{L_T}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L_T}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{240}{30 \cos 32,52} \leq e \leq \frac{240}{20 \cos 32,52}$$

$$\frac{240}{30 \cos 32,52} \leq e \leq \frac{240}{20 \cos 32,52}$$

$$9.4 \leq e \leq 14.23$$

On prend $e = 12$ cm.

II.4.4.2 Evaluation des charges et surcharges

Paliers

Tableau II-9 : Charges et surcharge du palier.

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0.36
pois propre du palier	15	25	3.75
Enduit en ciment	2	20	0.4
		G	5.31
		Q	2.5

Paillasse

Tableau II-10 : Charges et surcharge de Paillasse .

Désignation	Ep [cm]	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Garde-corps	1	10	1
Carrelage horizontal	2	20	0,40
mortier de pose H	2	20	0.40
Carrelage vertical	2	$20 \times 0.17 / 0.3$	0.23
mortier de pose V	2	$20 \times 0.17 / 0.3$	0,23
Poids propre des marches	$0.17 / 2$	22	1.87
Poids propre de la paillasse	0.12	$25 / \cos 32.52$	3.56
Enduit en Ciment	2	$20 / \cos 32.52$	0.47
		G	8.16
		Q	2.5

II.5 Conclusion :

Ce chapitre a permis d'établir les bases techniques nécessaires à la conception structurelle du bâtiment, en se focalisant sur la descente des charges et le prédimensionnement des éléments porteurs. Les planchers (terrasse inaccessible, RDC, et balcon) ont été dimensionnés selon les normes B.A.E.L 91, avec des épaisseurs adaptées aux charges permanentes et d'exploitation. Les murs extérieurs et intérieurs ont été analysés pour leurs contributions aux charges verticales. Le prédimensionnement des poutres principales (30×45 cm) et secondaires (30×30 cm) a respecté les critères de rigidité et les exigences du RPA 2024, tandis que les poteaux (jusqu'à 45×45 cm pour le RDC) ont été vérifiés pour la compression et le flambement. Les voiles de contreventement et les escaliers ont également été dimensionnés, ces derniers suivant la formule de Blondel pour des marches ergonomiques (30 cm de giron, 17 cm de contre-marche). Les charges des paliers et paillasse ont été évaluées pour assurer la stabilité. Ce travail préliminaire, conforme aux normes algériennes (CBA93, B.A.E.L 91, RPA 2024), fournit une base solide pour les étapes ultérieures de calcul et de vérification détaillée des éléments structurels.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction

La construction se compose de différents éléments, regroupés en deux catégories : les éléments principaux et les éléments secondaires. Dans ce chapitre, nous allons nous concentrer sur l'analyse des éléments secondaires, qui n'ont pas de rôle direct dans le contreventement. L'étude de ces éléments se fait indépendamment de l'action sismique.

III.2 Etude des planchers

Les planchers forment la structure horizontale porteuse des bâtiments en s'appuyant sur les poutres principales. Ils définissent les niveaux d'un bâtiment et transmettent aux éléments porteurs les charges permanentes ainsi que les surcharges d'exploitation. De plus, ils jouent un rôle dans la transmission des efforts horizontaux vers les éléments de contreventement. En plus de leur fonction principale, les planchers doivent répondre à divers critères liés à la thermique, à l'acoustique, à la sécurité et à l'esthétique. Dans notre structure, en raison de l'irrégularité de notre plan, nous avons opté pour deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

La hauteur du plancher a été déterminée précédemment dans le chapitre II. On a trouvé une hauteur de 21 cm pour le corps creux 16 cm et pour la dalle de 5 cm compression.

III.2.1 Plancher à corps creux

III.2.1.1 Introduction

Les planchers en corps creux sont fréquemment utilisés dans les bâtiments résidentiels. Ils se composent de trois éléments principaux :

- Les corps creux, qui agissent comme un coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé, qui garantissent la stabilité de l'ensemble et supportent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- La dalle armée, qui prend en charge les efforts de compression.

III.2.1.2 Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

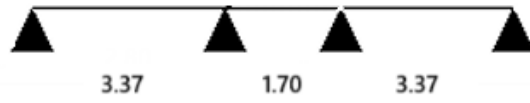
$$\text{ELS} \rightarrow G + Q$$

III.2.1.3 Types des poutrelles

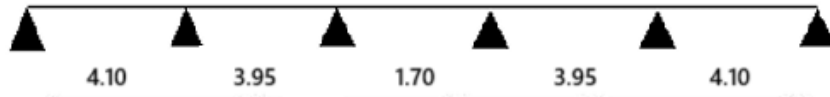
Il existe plusieurs méthodes pour une étude des poutrelles. Nous allons utiliser le logiciel SAP2000 pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

- Schéma Statique des Poutrelles RDC et Etage courant

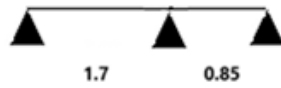
Type 01



Type 02

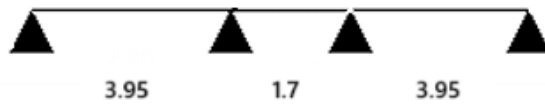


Type 03

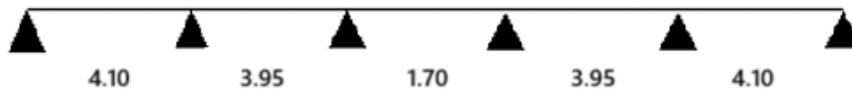


- Schéma Statique des Poutrelles Terrasse inaccessible

Type 01



Type 02



Type 03



Charges et surcharges supportées par les poutrelles**Tableau III-1** : Les charges et les surcharges supportées par les poutrelles

NIVEAU	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU (1.35G+1.5Q) *b	ELS (G+Q) *b
				qu (KN/ml)	qs (KN/ml)
RDC	5.06	1.5	0.65	5.90	4.26
Etage courant	5.06	1.5	0.65	5.90	4.26
T. inaccessible	6.38	1	0.65	6.58	4.80

Moments fléchissant et effort tranchant (Les résultats obtenus par logiciel SAP2000) :**Tableau III-2** : Les moments fléchissant et des efforts tranchants (RDC et Etage courant)

Type	Position	ELU		ELS	
		M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)
01	Appui	8.29	17.84	5.97	12.86
	travée	9.14	/	6.59	/
02	Appui	16.56	22.47	11.93	16.19
	travée	11.30	/	8.14	/
03	Appui	2.30	9.00	1.66	6.48
	travée	2.10	/	1.51	/

Tableau III-3 : Les moments fléchissant et des efforts tranchants (Terrace inaccessible)

Type	Position	ELU		ELS	
		M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)
01	Appui	6.83	14.70	4.99	10.75
	travée	7.53	/	5.51	/
02	Appui	13.85	18.80	10.13	13.75
	travée	9.45	/	6.91	/
03	Appui	5.65	12.70	4.13	9.29
	travée	4.90	/	3.59	/

III.2.1.4 Armatures longitudinales :

D'après le C.B.A.93 :

Les poutrelles sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, On détermine par le moment fléchissant les sections des armatures longitudinales comme on détermine aussi les sections des armatures transversales par l'effort tranchant.

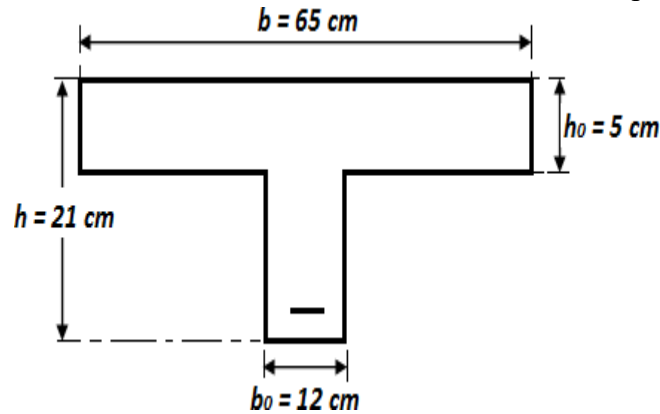


Figure III-1 dimensions de la poutrelle

- **Exemple de calcul :** On va prendre comme exemples de calcul poutrelle Type 02 de RDC BLOC (B)

Treeve:

ELU:

$d = 0.9 \times h = 18.9 \text{ cm}$; $M_u = 11.30 \text{ KN.m}$

$$M_t = b \times h_0 \times F_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14.166 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2} \right) = 0.0755 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a } M_u = 0.01130 \text{ MN.m} < M_t = 0.0755 \text{ MN.m}$$

Donc on a : Section rectangulaire Fictive $b \times h$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.01130}{0.65 \times 0.189^2 \times 14.17} = 0.034$$

On a $\mu_u < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures.

Asc=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.04$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.189(1 - 0.4 \times 0.04) = 0.190$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{0.01130}{0.190 \times 373.83} = 1.75 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.75 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_{st} : 3T10 = 2.36cm^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \left(0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \left(0,23 \times 0.65 \times 0.189 \times \frac{2.1}{400} \right)$$

$$\rightarrow 2.36cm^2 > 1.48cm^2 \quad C.V$$

- Vérification des poutrelles au niveau des appuis :

D'après (C.B.A.93) :

- Appui intermédiaire : Si $|Mu| > 0,9 \times d \times Vu \rightarrow$ Il y a aucun risque de glissement, si non, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à : $V_u + \frac{M_u}{0.9d}$

Avec :

- (Mu) : Moment fléchissant en appui intermédiaire vis-à-vis l'état ultime.
- (Vu) : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.
- (0,9 × d) : Bras de levier.

Tableaux III-4: Vérification des poutrelles aux niveaux des appuis intermédiaires.

types	RDC Et Etage courant		Terrasse Inacc	
	Mu app (MN.m)	0.9×d×Vu (MN.m)	Mu app (MN.m)	0.9×d×Vu (MN.m)
01	0.00829	0.003034	/	/
02	0.01656	0.003822	/	/
03	0.00230	0.001530	/	/

Conclusion : Il n'y a aucun risque de glissement en appui intermédiaires.

- Appui de rive : Si $As_{(vu)} \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} < Ast$ (appui de rive) \rightarrow La section des armatures (Ast (appui de rive)) est suffisante.

Avec :

- Ast (appui de rive) : Armatures choisis dans les appuis de rives.
- As(Vu) : Armatures nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant (Vu).
- (Fe = 400 MPa) ; ($\gamma_s = 1,15$).

Tableaux III-5: Vérification des poutres aux niveaux des appuis de rives.

types	RDC Et Etage courant		Terrasse Inacc	
	As(Vu) (cm ²)	Ast(a.rive) (cm ²)	Mu app (MN.m)	0.9×d×Vu (MN.m)
01	0.5129	3.08	/	/
02	0.6460	3.08	/	/
03	0.2587	3.08	/	/

Conclusion : La quantité des armatures choisies et placées au niveau des appuis de rive est suffisante.

Vérification à ELS :

➤ Position de l'axe neutre

$$X = \eta \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b \times (d A_{st})}{\eta (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.65 \times 0.189 \times 2.36 \times 10^{-4}}{15 \times (2.36 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0403$$

➤ Calcul d'inertie:

$$I = b \frac{x^3}{3} + \eta A_{st} (d - X)^2 = 0.65 \times \frac{0.0403^3}{3} + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.189 - 0.0403)^2$$

$$I = 0.00009 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{8.14 \times 10^{-3} \times 0.0403}{0.00009} = 3.54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{ C.V}$$

Appuis :

ELU

$$d = 0.9 \times h = 18.9 \text{ cm} ; M_u = 16.56 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times F_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14.166 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2} \right) \\ = 0.0755 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a } M_u = 0.01656 \text{ MN.m} < M_t = 0.0755 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.01656}{0.12 \times 0.189^2 \times 14.17} = 0.273$$

On a $\mu_u < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures.

Asc=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.273}) = 0.41$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.189(1 - 0.4 \times 0.41) = 0.16$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{0.01656}{0.16 \times 347.83} = 3.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.01 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_{st} : 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \left(0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \left(0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} > 0,27 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Vérification à ELS :

➤ **Position de l'axe neutre**

$$X = \eta \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b \times (d A_{st})}{\eta (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{3,08 \times 10^{-4}}{0,12} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,12 \times 0,189 \times 3,08 \times 10^{-4}}{15 \times (3,08 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,0881$$

➤ **Calcul d'inertie:**

$$I = b \frac{x^3}{3} + \eta A_{st} (d - X)^2 = 0,12 \times \frac{0,0881^3}{3} + 15 \times 3,08 \times 10^{-4} \times (0,189 - 0,0881)^2$$

$$I = 0,00007 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{11,93 \times 10^{-3} \times 0,0687}{0,00007} = 14,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{C.V}$$

Tableau III-6 : Ferrailages calculés pour les poutrelles de RDC et étage courant

RDC et étage courant	Travée			Appuis			
	Types	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	Le choix	$A_{sc} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	Le choix	$A_{sc} \text{ (cm}^2\text{)}$
01		1.41	2.36=3T10	0	1.36	1.57=2T10	0
02		1.75	2.36=3T10	0	3.01	3.08=2T14	0
03		0.32	2.36=3T10	0	0.36	1.57=2T10	0

Tableau III-7 : Ferrailages calculés pour les poutrelles de terrasse inaccessible

Terrasse inaccessible	Travée			Appuis			
	Types	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	Le choix	$A_{sc} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	Le choix	$A_{sc} \text{ (cm}^2\text{)}$
01		1.16	2.36=3T10	0	1.11	1.57=2T10	0
02		1.46	2.36=3T10	0	2.43	3.08=2T14	0
03		0.75	2.36=3T10	0	0.90	1.57=2T10	0

Tableau III-8 : Ferrailages adopté pour les poutrelles.

Le choix de ferrailage	RDC et Etage Courant	Terrasse inaccessible
Travée	3T10	3T10
Appuis	2T14	2T14

- **Choix des armatures longitudinales**

Dans le choix des armatures longitudinales, il faut prendre en compte la condition exigée par le (C.B.A.93) de non fragilité :

En travée

$$A_{st} \geq \left(0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \left(0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} > 1,48 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

En appui

$$A_{st} \geq \left(0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \left(0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} > 0,27 \text{ cm}^2 \quad C.V$$

III.1.1.2 Armatures transversales

D'après le (C.B.A.93) : La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\tau_u > \bar{\tau}_u$$

Avec τ_u : La contrainte de cisaillement.

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

$\bar{\tau}_u$: La contrainte de cisaillement.

V : Effort tranchant à l'état limite ultime (ELU)

b_0 : La largeur de la section étudiée. ($b_0 = 0,12 \text{ m}$)

d : La hauteur utile. ($d = 0,189 \text{ m}$)

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

Type	RDC et Etage courant			Terrasse inaccessible		
	Tu (MN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Tu (MN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)
01	0.01784	0.70	3.33	0.01470	0.65	2.5
02	0.01617	0.99	3.33	0.01880	0.82	2.5
03	0.00713	0.40	3.33	0.01270	0.55	2.5

Conclusion : La condition est vérifiée pour tous les types.

Choix des armatures transversales :

$$\begin{aligned} \emptyset &\leq \min \left(\frac{h}{35}; \emptyset_{min}; \frac{b}{10} \right) \\ \rightarrow \emptyset &\leq \min \left(\frac{21}{35}; 1; \frac{12}{10} \right) \\ \rightarrow \emptyset &\leq 0.6 \qquad \text{donc : on choix } \emptyset = 6mm \end{aligned}$$

Calcul d'espacement des cadres D'après RPA 2024

Zone nodale :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 24\emptyset_t; 17.5cm; 6\emptyset_l \right) \text{ avec}$$

h : hauteur de la poutre

\emptyset_t : diamètre des armatures de confinement

\emptyset_l : diamètre minimal des barres longitudinales

$$\begin{aligned} S &\leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\emptyset_t; 17.5cm; 6\emptyset_l \right) \\ &\rightarrow S \leq \min(5.25; 14.4; 17.5cm; 6) \\ &\rightarrow S \leq 5.25 \text{ cm} \\ &\rightarrow S = 5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Zone courante :

$$\begin{aligned} S' &\leq \frac{h}{2} \\ \rightarrow S' &\leq 10.5 \text{ cm} \\ \rightarrow S' &= 10cm \end{aligned}$$

Tableau III-9 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles

	Armatures longitudinales					Armatures transversale (mm)	Espacement (cm)
	Type	En travée		En appui			
		$A_{st} (cm^2)$	Le choix	$A_{st} (cm^2)$	Le choix		
RDC et Etage courant	01	1.41	3T10	1.36	2T10	$\emptyset = 6mm$	Zone nodale : S=5 cm Zone courante : S' = 10cm
	02	1.75	3T10	3.01	2T14		
	03	0.32	3T10	0.36	2T10		
Terrasse inaccessible	01	1.16	3T10	1.11	2T10	$\emptyset = 6mm$	Zone nodale : S=5 cm Zone courante : S' = 10cm
	02	1.46	3T10	2.43	2T14		
	03	0.75	3T10	0.90	2T10		

III.2.2 Plancher à dalle pleine

III.2.2.1 Introduction :

La dalle pleine est une plaque en béton armé reposant sur des supports tels que des poutres ou des voiles. Elle est coulée sur un coffrage continu qui couvre l'ensemble de la surface. Le ferrailage est simple et facile à installer, et les forces exercées sur la dalle doivent être transférées dans les deux directions principales. Cela justifie la création d'un quadrillage lors du ferrailage des dalles.

III.2.2.2 Combinaisons des charges :

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU $\rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$

ELS $\rightarrow G + Q$

III.2.2.3 Calcul du Planchers

III.2.2.3.1 Chargement

- Charge permanente $G=5.15 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q= 2.50 \text{ KN/m}^2$
- ELU : $P_u = 1,35 \times 5.15 + 1,5 \times 2,5 = 10.70 \text{ KN/ml}$
- ELS : $P_s = 7.65 \text{ KN/ml}$

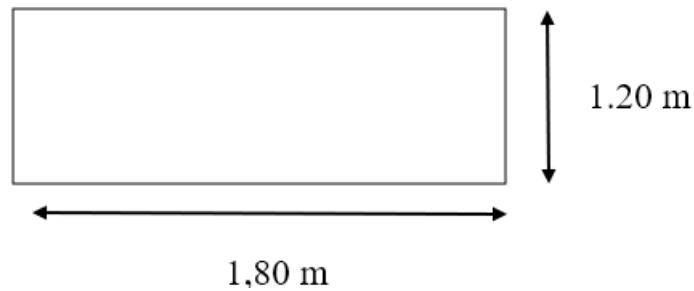


Figure III-2 : Le panneau le plus sollicité.

III.2.2.3.2 Détermination du sens de portée de la dalle

On a déjà calculé dans le chapitre II → $h_e = 15\text{cm}$

Avec h_e : épaisseur de la dalle.

III.2.2.3.3 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91)

$$M_x = \mu_x P \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Coefficients μ_x et μ_y à l'ELU ($v = 0$)

$$\mu_x = 0,0737 ; \mu_y = 0,3753$$

Coefficients μ_x et μ_y à l'ELS ($v = 0.2$)

$$\mu_x = 0,0792 ; \mu_y = 0,5351$$

- ELU:

$$M_x = 0,0737 \cdot 10,70 \cdot 1,20^2 = 1,13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,42 \text{ KN.m}$$

- ELS:

$$M_x = 1,10 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,59 \text{ KN.m}$$

III.2.2.3.4 Les moments totaux appliqués sur la dalle

- ELU:

$$\rightarrow M_x = 1,42 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_x = 1,14 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3 M_x = 0,57 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 0,71 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x$$

$$1,14 + \frac{0,57 + 0,71}{2} \geq 1,25 (1,42)$$

$$1,78 > 1,77 \quad \text{CV}$$

$$\rightarrow M_y = 0,54 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_y = 0.43 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_y = 0.16 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 M_y = 0.27 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_y$$

$$0.43 + \frac{0.16 + 0.27}{2} \geq 1.25 \quad (0.54)$$

$$0.65 < 0.67 \quad \text{CNV}$$

$$\text{On augment } M_t = 0.85 M_y = 0.46 \text{ KN.m}$$

$$0.46 + \frac{0.16 + 0.27}{2} \geq 1.25 \quad (0.46)$$

$$0.68 < 0.58 \quad \text{CV}$$

- ELS:

$$\rightarrow M_x = 1.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_x = 0.88 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_x = 0.33 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 M_x = 0.55 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_x$$

$$0.88 + \frac{0.33 + 0.55}{2} \geq 1.25 \quad (1.10)$$

$$1.32 < 1.38 \quad \text{CNV}$$

$$\text{On augment } M_t = 0.85 M_x = 0.94 \text{ KN.m}$$

$$0.88 + \frac{0.33 + 0.55}{2} \geq 1.25 \quad (0.94)$$

$$1.32 < 1.18 \quad \text{CV}$$

$$\rightarrow M_y = 0.59 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_y = 0.47 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_y = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 M_y = 0.30 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_y$$

$$0.47 + \frac{0.18 + 0.30}{2} \geq 1.25 \quad (0.59)$$

$$0.71 < 0.74 \quad \text{CNV}$$

$$\text{On augment } M_t = 0.85 M_y = 0.52 \text{ KN.m}$$

$$0.47 + \frac{0.18 + 0.30}{2} \geq 1.25 \quad (0.52)$$

$$0.71 < 0.65 \quad \text{CV}$$

Tableau III-10 : Moment fléchissant de la dalle pleine.

	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{amax} (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)
ELU	1.42	0.54	0.71	1.14
ELS	1.10	0.59	0.55	0.88

III.2.2.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle

- **Armatures longitudinales** : D'après le C.B.A.93 :

Les dalles pleines sont soumises à une flexion simple, provoquée par un moment fléchissant. Nous déterminerons les sections des armatures longitudinales. Selon le C.B.A.93 (Condition de non fragilité), le pourcentage minimum d'aciers longitudinaux sur l'ensemble de la longueur de la dalle est prescrit. Pour une bande de 1 mètre en flexion simple, nous appliquerons le même ferrailage dans les deux directions

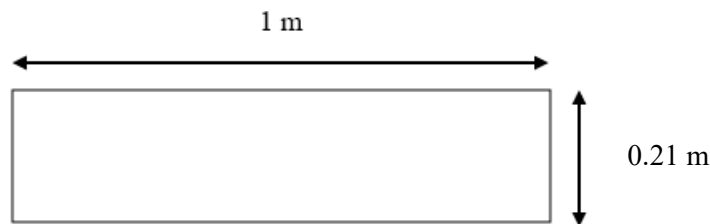


Figure III-3 : Une bande de 1m pour le calcul de ferrailage

- **ELU** :

Travée

M_{amax} (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)
0.71	1.14

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.00114}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.00441$$

On a $\mu_u < \mu_R = 0.392$ **Sections à simple armatures.**

Asc=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00441}) = 0.00552$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.189(1 - 0.4 \times 0.00552) = 0.188$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.00114}{0.188 \times 347.83} = 1.91 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.19 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_{st} : 3T10 = 2.36cm^2$

Appuis

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.00071}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.00275$$

On a $\mu_u < \mu_R = 0.392$ Sections à simple armatures.

Asc=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00275}) = 0.00344$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.00344) = 0.135$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{0.00071}{0.135 \times 347.83} = 1.51 \times 10^{-5} m^2 = 0.15 cm^2$$

On choisie $A_{st} : 3T10 = 2.36cm^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \left(0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \left(0,23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} > 1.63cm^2 \quad C.V$$

Espacement :

$St < \min(3h ; 33 \text{ cm})$ Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)

En travée : $St = 100 / 5 = 20 \text{ cm} < \min(45 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow CV$

En appui : $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm} < \min(45 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow CV$

• Vérification à l'ELS

➤ Position de l'axe neutre

$$X = \eta \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b \times (d A_{st})}{\eta (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{2.36 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.135 \times 2.36 \times 10^{-4}}{15 \times (2.36 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.028$$

➤ Calcul d'inertie :

$$I = b \frac{x^3}{3} + \eta A_{st} (d - X)^2 = 1 \times \frac{0.028^3}{3} + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.135 - 0.028)^2$$

$$I = 0.0000478 m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{0.70 \times 10^{-3} \times 0.028}{0.0000478} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{ C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0.70 \times 10^{-3} \times (0.135 - 0.028)}{0.0000478} = 23.50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \text{ C.V}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{10.65 \times 1.20 \times 1.80}{2 \times 1.20 + 1.80} = 5.48 \text{ MPa}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 4.26 \text{ MPa}$$

$$T_{u \max} = \max(T_x, T_y) = 5.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.00548}{1 \times 0.9 \times 0.15} = 0.040 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.20} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.125 > 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36 \times 10^{-4}}{1 \times 0.9 \times 0.15} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.00174 \leq 0.0105 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 M_x} \Rightarrow \frac{0.15}{1.20} > \frac{0.70}{10 \times 0.87} \Rightarrow 0.125 > 0.080 \quad \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.11: Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine

	$A_{st} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$Choix (cm^2)$	$A_{st} (cm^2)$	$A_r Choix (cm^2)$	$S_t (cm)$
Travée	2.36	1.63	3T10 = 2.36	0.59	3T10 = 2.36	20
Appui	2.36	1.63	3T10 = 2.36	0.59	3T10 = 2.36	25

III.3.3 Étude des escaliers

Les escaliers sont calculés pour supporter toutes les charges d’exploitations et permanentes. Le calcul se fait en flexion simple.

III.3.3.1 Combinaison d’action

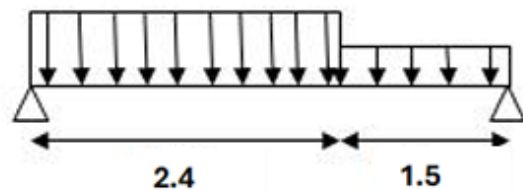
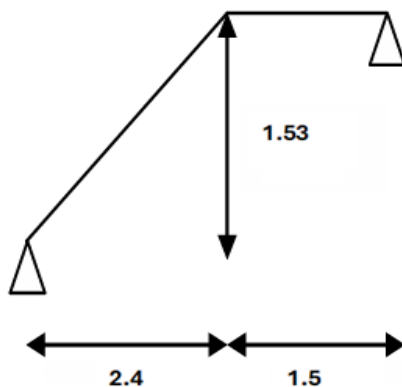
Dans notre cas, nous avons deux types de volée qui sont présentés ci-dessous

Tableau III-12 : Les charges et les surcharges supportées par escalier

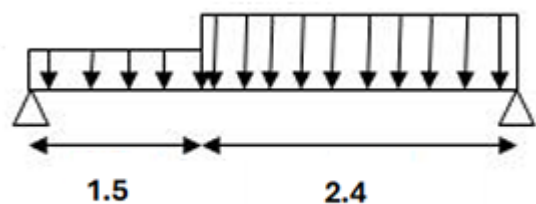
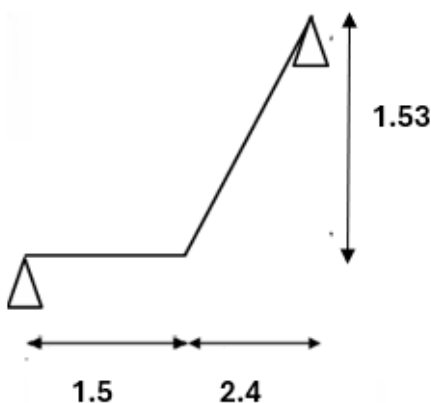
			ELU $(1.35G+1.5Q) \times 1$	ELS $(G+Q) \times 1$
Type	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)
Paillasse	8.16	2.5	14.77	10.66
Palier	5.31	2.5	10.91	7.81

- Schéma Statique des escaliers

Type 01



Type 02



III.3.3.2 Diagrammes des moments et l'effort tranchant

Les diagrammes des sollicitations, tirés à partir de SAP2000, sont illustrés sur les figures suivantes (Type 01) :

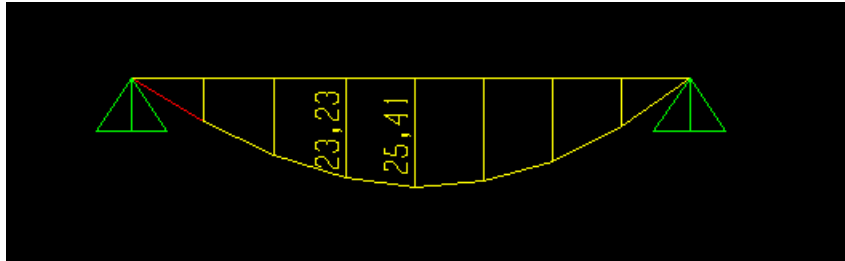


Figure III-4 : Moment fléchissant ELU

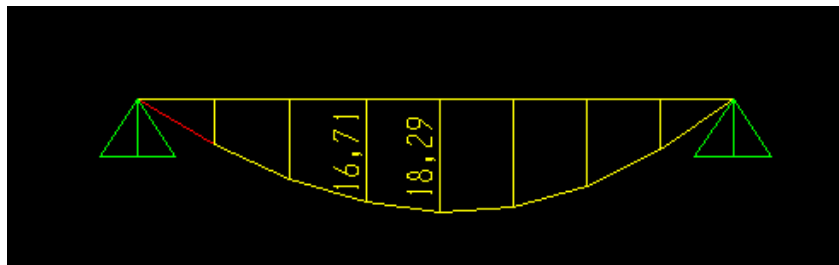


Figure III-5 : Moment fléchissant ELS

III.3.3.3 Détermination du ferrailage

$h=0.12\text{m}$; $b=1\text{m}$; $d= 0.189 \text{ m}$; $F_{28} = 28 \text{ MPa}$; $F_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$

- **ELU:**

$$M_{tu} = 0.85 \times M_{tu \text{ max}} \rightarrow M_{tu} = 0.85 \times 25.41 \rightarrow M_{tu} = 21.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{app u} = 0.5 \times M_{tu \text{ max}} \rightarrow M_{tu} = 0.5 \times 25.41 \rightarrow M_{tu} = 12.70 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0216}{1 \times 0.108^2 \times 14.17} = 0.130$$

On a $\mu_u < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures.

Asc=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.130}) = 0.175$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.108(1 - 0.4 \times 0.175) = 0.100$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{0.0216}{0.100 \times 373.83} = 5.77 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5.77 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_{st} : 8T12 = 9.03\text{cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \left(0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{st} \geq \left(0,23 \times 1 \times 0.108 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$\rightarrow A_{st} > 1.30\text{cm}^2 \quad \text{C. V}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.03}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

En prend $4T10=3.14 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$St < \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St = 100/8 = 12.5 < \min(36\text{cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St = 12.5\text{cm} < 33 \text{ cm}$$

On pend $\rightarrow e = 20\text{cm}$

• **En appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0127}{1 \times 0.108^2 \times 14.17} = 0.077$$

On a $\mu_u < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures.

Asc=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.077}) = 0.100$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.108(1 - 0.4 \times 0.100) = 0.103$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.0127}{0.103 \times 373.83} = 3.30 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.30\text{cm}^2$$

On choisie $A_{st} : 5T12 = 5.65\text{cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \left(0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{st} \geq \left(0,23 \times 1 \times 0.108 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$\rightarrow A_{st} > 1.30\text{cm}^2 \quad \text{C. V}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.42 \text{ cm}^2$$

En prend $5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$St < \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St = 100/5 = 20 \text{ cm} < \min(36 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- **ELS:**

- **En travée**

- **Position de l'axe neutre**

$$X = \eta \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b \times (d \times A_{st})}{\eta(A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{9.03 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.108 \times 9.03 \times 10^{-4}}{15 \times (9.03 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0422$$

- **Calcul d'inertie :**

$$I = b \frac{x^3}{3} + \eta A_{st} (d - X)^2 = 1 \times \frac{0.0422^3}{3} + 15 \times 9.03 \times 10^{-4} \times (0.108 - 0.0422)^2$$

$$I = 0.00008 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{15.55 \times 10^{-3} \times 0.0422}{0.00008} = 8.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{ C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 15.55 \times 10^{-3} \times (0.108 - 0.0422)}{0.00008} = 191.848 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \text{ C.V}$$

- **En appuis :**

- **Position de l'axe neutre**

$$X = \eta \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b \times (d \times A_{st})}{\eta(A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{5.65 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.108 \times 5.65 \times 10^{-4}}{15 \times (5.65 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0351$$

- **Calcul d'inertie :**

$$I = b \frac{x^3}{3} + \eta A_{st} (d - X)^2 = 1 \times \frac{0.0351^3}{3} + 15 \times 5.65 \times 10^{-4} \times (0.108 - 0.0351)^2$$

$$I = 0.00006 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{9.15 \times 10^{-3} \times 0.0351}{0.00006} = 5.41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{ C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 9.15 \times 10^{-3} \times (0.108 - 0.0351)}{0.00006} = 168.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \text{ C.V}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.02745}{1 \times 0.9 \times 0.12} = 0.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{3.06}{3.9} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.784 > 0.0625 \quad \text{CV}$$

Avec : h : hauteur de la cage d'escalier.

l : distance entre appuis.

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{9.03 \times 10^{-4}}{1 \times 0.9 \times 0.12} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.00836 \leq 0.0105 \quad \text{CV}$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.13 : Récapitulation du ferrailage des escalier

		$A_{st}(\text{cm}^2)$	Choix(cm^2)	$S_t(\text{cm})$	$A_r(\text{cm}^2)$	Choix(cm^2)
Type 01	Travée	5.77	8T12=9.03	20	2.26	4T10=3.14
	Appui	3.30	5T12=5.65	20	1.42	
Type 02	Travée	6.20	8T12=9.03	20	2.26	4T10=3.14
	Appui	3.53	5T12=5.65	20	1.42	

III.3.4 Etude de la poutre palière

La poutre palière soutient la volée et le palier intermédiaire dans la cage d'escalier. Son dimensionnement est basé sur le calcul de la flexion simple.

➤ **Prédimensionnement :**

Selon le B.A.E.L 91, la poutre sera pré-dimensionnée par le critère de rigidité :

$$L = 3.9 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow 26 \leq h \leq 39 \quad \text{On prend } h = 30 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \rightarrow 9 \leq b \leq 21 \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Vérificatio} \quad \left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \quad \text{Cv} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Cv} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{Cv} \end{array} \right.$$

➤ **Charges supportées par la poutre :**

• **Poids propre de la poutre :**

$$G1 = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

• **Poids propre du mur double parois :**

$$G2 = h \times G(\text{paroi}) = 2.76 \times 2.85 = 7.87 \text{ KN/m}$$

• **Poids propre de la paillasse et le palier :**

$$G3 = (G(\text{paillasse}) \times L(\text{paillasse})/2) + G(\text{palier}) \times L(\text{palier})$$

$$G3 = (8.16 \times 1.20) + 4.6 \times 1.50 = 16.70 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc : } G(\text{palère}) = G1 + G2 + G3 = 2.25 + 7.87 + 16.70 = 26.82 \text{ KN/m}$$

$$Q(\text{palère}) = Q \times L = 2.5 \times 3 = 7.5 \text{ KN/m}$$

➤ **Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :**

Les résultats obtenus par le SAP2000 :

ELU :

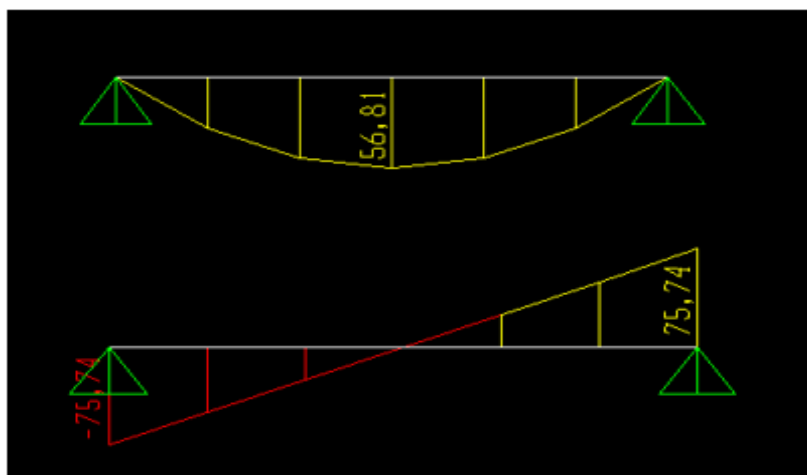


Figure III.6 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU

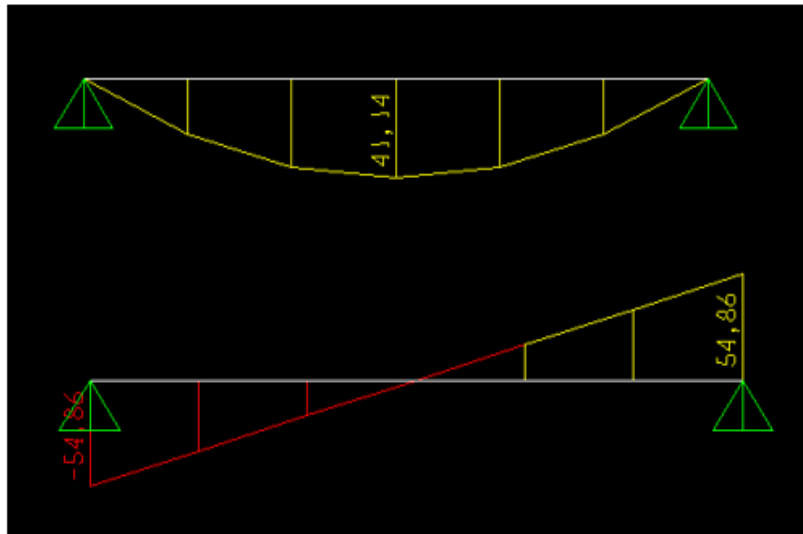
ELS :

Figure III .7 Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS

➤ Calcul de ferrillage :

Le calcul se fait en flexion simple.

❖ ELU

On utilise les valeurs suivantes :

- Moment isostatique : $M_0=56.81$ KN.m
- Moment en travée : $M_t=0,85 \times 56.81 = 48,288$ KN.m
- Moment en appui : $M_a=0,5 \times 56.81 = 28,405$ KN.m
- Effort tranchant (T) en ELU : $T_u=75.74$ KN

• En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.048288}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.17} = 0.156$$

On a $\mu_u < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures.

Asc=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.156}) = 0.21$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.21) = 0.25$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.048288}{0.25 \times 373.83} = 5.62 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5.62 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_{st} : 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

• **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.028405}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.17} = 0.092$$

On a $\mu_u < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures.

Asc=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}) = 0.12$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.12) = 0.26$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.028405}{0.26 \times 373.83} = 3.18 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.18 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_{st} : 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \left(0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{st} \geq \left(0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$\rightarrow A_{st} > 0.98 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

❖ **ELS**

On utilise les valeurs suivantes :

- Moment isostatique : $M_o = 41.14 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0.85 \times 41.14 = 34.97 \text{ KN.m}$
- Moment en appui : $M_a = 0.5 \times 41.14 = 20.57 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant (T) en ELS : $T_u = 54.86 \text{ KN}$

En travée :

➤ **Position de l'axe neutre**

$$X = \eta \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b \times (dA_{st})}{\eta(A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{6.79 \times 10^{-4}}{0.30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.30 \times 0.27 \times 6.79 \times 10^{-4}}{15 \times (6.79 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.1056$$

➤ **Calcul d'inertie:**

$$I = b \frac{x^3}{3} + \eta A_{st} (d - X)^2 = 0.30 \times \frac{0.1056^3}{3} + 15 \times 6.79 \times 10^{-4} \times (0.27 - 0.1056)^2$$

$$I = 0.00039 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{34.97 \times 10^{-3} \times 0.1056}{0.00039} = 9.40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{ C.V}$$

En appuis :

➤ Position de l'axe neutre

$$X = \eta \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b \times (d A_{st})}{\eta (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.30 \times 0.27 \times 3.39 \times 10^{-4}}{15 \times (3.39 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0802$$

➤ Calcul d'inertie:

$$I = b \frac{x^3}{3} + \eta A_{st} (d - X)^2 = 0.30 \times \frac{0.1056^3}{3} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.27 - 0.0802)^2$$

$$I = 0.00023 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{2057 \times 10^{-3} \times 0.0802}{0.00023} = 7.03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{ C.V}$$

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.07574}{0.3 \times 0.9 \times 0.30} = 0.93 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

➤ Calcul des armatures transversales

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

$$\rightarrow \emptyset \leq \min \left(\frac{30}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right)$$

$$\rightarrow \emptyset \leq 0.8 \quad \text{donc : on chois } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

Calcul d'espacement des cadres D'après RPA 2024

Zone nodale :

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\emptyset_t; 17.5 \text{ cm}; 6\emptyset_l \right) \text{ avec}$$

h : hauteur de la poutre

\emptyset_t : diamètre des armatures de confinement

\emptyset_l : diamètre minimal des barres longitudinales

$$\rightarrow S \leq \min(7.5 ; 19.2 ; 17.5 \text{ cm} ; 7.2)$$

$$\rightarrow S \leq 7.2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S = 5 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

$$\rightarrow S' \leq 15 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S' = 15 \text{ cm}$$

• Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{3} > \frac{1}{16} \Rightarrow 10 > 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.9 \times 0.30} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.00838 \leq 0.0105 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_x} \Rightarrow \frac{30}{3} > \frac{48.288}{10 \times 56.81} \Rightarrow 10 > 0.085 \quad \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.5 Etude des balcons

III.3.5.1 Introduction

Les balcons, souvent présents dans les immeubles résidentiels, sont des dalles pleines relativement fines par rapport à leur surface. Le calcul de leur structure s'apparente à celui de consoles encastées, devant supporter leur propre poids, les charges d'utilisation, ainsi que le poids du mur auquel ils sont adossés. Une épaisseur standard de 15 cm est généralement adoptée pour ces éléments.

III.3.5.2 Combinaisons des charges

D'après le (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales sont :

- ELU $\rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$
- ELS $\rightarrow G + Q$

III.3.5.3 Types des balcons

Dans notre structure, il y a un seul type des balcons, balcon encasté à l'extrémité avec une console de 1,50 m.

III.3.5.4 Charges appliquées sur le balcon

Le balcon reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et à la charge d'exploitation et une charge concentrée du mur en maçonnerie.

- Poids propre : $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge des murs (simple paroi) : $P = 1.3 \text{ KN/m}^2$
- Hauteur de mur : $h = 1 \text{ m}$

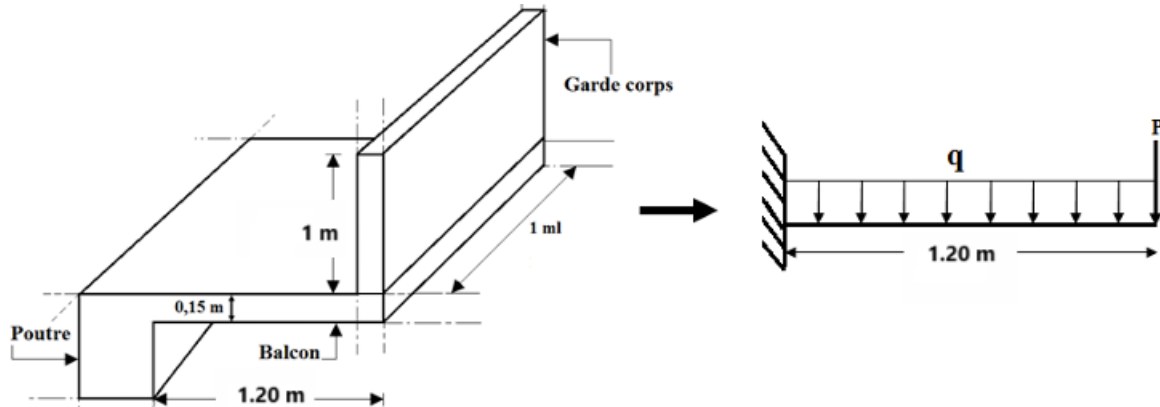
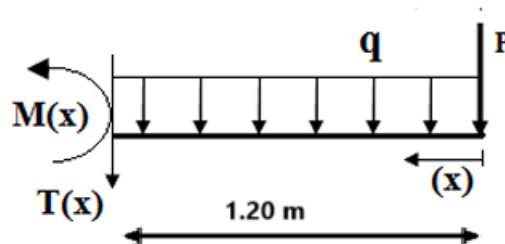


Figure III-8 : Schéma statique du balcon.

III.3.5.5 Moments fléchissant et efforts tranchants

Le calcul des moments fléchissant se fait par le calcul RDM, on calcul pour une bande de 1ml.



ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.48 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 1.35 = 1.83 \text{ KN/ml}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$M_{u(x)} = -p_u \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} = -1.83x - \frac{12.48}{2}x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u(0) = 0 \\ M_u(1.20) = -11.19 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T_{u(x)} = p_u + q_u(x) = 1.83 + 12.48(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_u(0) = 1.83 \text{ KN} \\ T_u(1.20) = 16.80 \text{ KN} \end{array} \right.$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1.35 \text{ KN/ml}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$M_{s(x)} = -p_s \cdot x - q_s \cdot \frac{x^2}{2} = -1.35x - \frac{8.85}{2}x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s(0) = 0 \\ M_s(1.20) = -4.75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T_{s(x)} = p_s + q_s(x) = 1.35 + 8.85(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_s(0) = 1.35 \text{ KN} \\ T_s(1.20) = 11.97 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.3.5.6 Récapitulation des moments et des efforts tranchants :

Tableau III.14 : Récapitulation de M et T de la dalle pleine balcon

X(m)	ELU		ELS	
	M(x) (KN.m)	T(x) (KN)	M(x) (KN.m)	T(x) (KN)
0	0	1.83	0	1.35
1.20	-11.19	16.80	-4.75	11.97

III.3.5.7 Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

$$M_u = 0,01759 \text{ MN.m} ; b = 1,00 \text{ ml} ; h = 0,15 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,135 \text{ m} ; \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.01119}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.043$$

On a $\mu_u < \mu_R = 0.392$ Section à simple armatures.

Asc=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.06$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.06) = 0.13$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{0.01119}{0.13 \times 373.83} = 2.44 \times 10^{-4} m^2 = 2.44 cm^2$$

D'après le C.B.A.93 :

$$A_{st} \geq \left(0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{st} \geq \left(0,23 \times 1 \times 0.15 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$\rightarrow A_{st} > 1.63 cm^2$$

D'après le RPA 2024

$A_{st}(\min) = 0,5\% \times S$ (S) : La section du Béton.

$$A_{st}(\min) = 0,5\% \times (100 \times 15) = 7,50 cm^2$$

On adopte : $A_{st} = 7T12 = 7.92 cm^2$

Les armatures de répartition : D'après le B.A.E.L.91

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 cm^2$$

On adopte : $A_r = 4T8 = 2.01 cm^2$

Espacement : D'après le (B.A.E.L 91)

$$St < \min(3h ; 33 cm) \rightarrow St = 100/5 = 20cm < \min(45 ; 33 cm) \rightarrow St = 20cm < 33 cm$$

On prend $\rightarrow e = 20cm$

- **ELS:**

- **Position de l'axe neutre**

$$X = \eta \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b \times (d \times A_{st})}{\eta (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0.135 \times 7.82 \times 10^{-4}}{15 \times (7.82 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0463$$

- **Calcul d'inertie :**

$$I = b \frac{x^3}{3} + \eta A_{st} (d - X)^2 = 1 \times \frac{0.0460^3}{3} + 15 \times 7.82 \times 10^{-4} \times (0.135 - 0.0463)^2$$

$$I = 0.00013 m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{4.75 \times 10^{-3} \times 0.0463}{0.00013} = 1.73 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 MPa \quad \text{Donc } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots C.V$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 4.75 \times 10^{-3} \times (0.135 - 0.0463)}{0.00013} = 50.12 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = 201.63 MPa \quad \text{Donc } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots C.V$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.01680}{1 \times 0.9 \times 0.15} = 0.12 MPa \leq \overline{\tau}_u = 2.5MPa \quad \text{CV}$$

- **Zone de recouvrement**

D'après le RPA 2024, la zone de recouvrement minimale est égale à 60Φ , donc :

$L_r = 60 \times 1.2 = 72$ cm La longueur de recouvrement est prise égale à $L_r = 75$ cm.

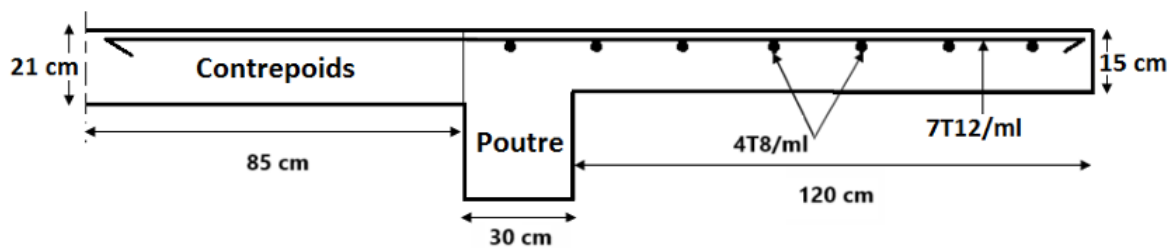


Figure III-9 : Ferrailage du balcon.

III.3.6 Etude de l'acrotère

III.3.6.1 Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé situé sur le pourtour d'un toit-terrasse. Il joue un rôle de sécurité pour les personnes et protège l'étanchéité de la toiture en dirigeant l'eau vers le système d'évacuation prévu. De plus, il contribue à l'esthétique du bâtiment. D'un point de vue structurel, l'acrotère est conçu comme une console encastrée dans le plancher, capable de supporter son propre poids ainsi que les forces horizontales induites par les séismes.

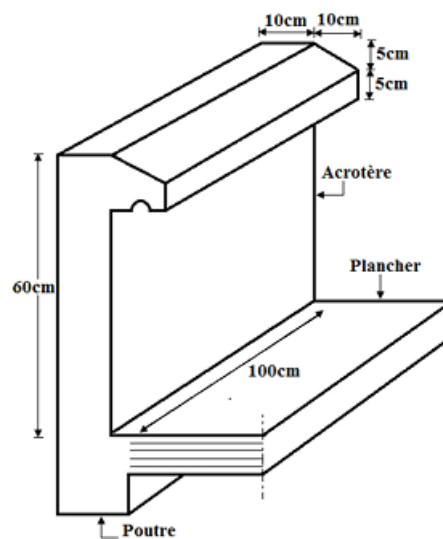


Figure III-10 : L'Acrotère.

III.3.6.2 Charges et surcharges supportées par l'acrotère

L'acrotère reprend trois types de charges :

- **Charge dû à son poids propre :**

$$W_P = G_{\text{Poids propre}} + G_{\text{Enduit extérieur}}$$

$$G_{\text{Poids propre}} = S_1 \times \gamma_b$$

$$G_{\text{Enduit extérieur}} = U \times e \times \gamma_{\text{Enduit}}$$

Avec : ($\gamma_b = 25 \text{ KN / m}^3$) ; ($\gamma_{\text{Enduit}} = 18 \text{ KN / m}^3$) ; (e : Epaisseur d'enduit = 2cm)
(S : Surface latérale de l'acrotère) ; (U : Périmètre de la section de l'acrotère).

$$S = (0,60 \times 0,10) + (0,05 \times 0,10) + (0,05 \times 0,10) / 2 = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$U = (0,60 + 0,50 + 0,10 + 0,05 + 0,10 + \sqrt{(0,1)^2 + (0,05)^2}) = 1,46 \text{ ml}$$

$$G_{\text{Poids propre}} = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{Enduit extérieur}} = 1,46 \times 0,02 \times 18 = 0,5256 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow W_P = 1,6875 + 0,5256 = 2,214 \text{ KN /ml}$$

- **Charge d'exploitation**

Une charge ponctuelle est appliquée au sommet de l'acrotère $Q = 1 \text{ KN /ml}$

- **Charge accidentel dû au séisme : D'après le RPA 2024 :**

Il faut vérifier les éléments de la structure sous l'effet des forces horizontales

suivant la formule : $F_{pk} = (A. I. S). C_p. \left(1 + \frac{3.h_z}{H}\right) W_P$

avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
- W_P : Poids de l'élément considéré
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base
- h_e : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

$$F_{pk} = (0.20 \times 1 \times 0.35). 0.8. \left(1 + \frac{3 \times 3.06}{18.36}\right) \times 2.214$$

$$F_{pk} = 0.186 \text{ KN /ml}$$

On Conclusion :

puisque $F_{pk} < W_P$ on Calcul l'acrotère à ELU et ELS sans passer par un calcul dynamique

- **Combinaisons des charges**

ELU : 1.35G+1.5Q

Effort normale : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,214 = 3 \text{ KN /ml}$

Effort tranchant : $V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN /ml}$

Moment fléchissant : $M_u = 1,5 \times Q \times 1 = 1,5 \times 0,60 = 0,90 \text{ KN.m /ml}$

ELS : G+Q

Effort normale : $N_s = G = 2,214 \text{ KN /ml}$

Effort tranchant : $V_s = Q = 1,00 = 1,00 \text{ KN /ml}$

Moment fléchissant : $M_s = Q \times 1 = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN.m /ml}$

III.3.6.3 Ferrailage de l'acrotère

On calcule les armatures nécessaires dans l'acrotère par les formules de la flexion composée.

➤ **ELU :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{3} = 0.3m > \frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.0167m$$

$$e_a = e + d - \frac{h}{2} = 0.3 + 0.09 - \frac{0.1}{2} = 0.34$$

$$M_A = N_u \times e = 3 \times 10^{-3} \times 0.34 = 1.02 \times 10^{-3}$$

• Vérfications des conditions :

1. $N_u \times (d - d') - M_a = -7.08 \times 10^{-4}$
2. $\left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) \times b \times d^2 \times f_{bc} = \mathbf{0.0283}$
3. $\left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} = \mathbf{0.0362}$

$$7.08 \times 10^{-4} \leq 0.0283$$

Donc on a La section est partiellement comprimée avec armatures inférieur tendues

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = 0.0088$$

$$\mu_u < \mu_r = 0.392$$

$$\rightarrow A_2 = 0$$

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0111$
- $z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.0895 \text{ m}$

$$\rightarrow A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_u}{z} \pm N_u \right) = 0.412 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité (D'après le C.B.A.93)

$$A_{st} \geq \left(0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{st} \geq \left(0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$\rightarrow A_{st} > 1.08 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 5T8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement : D'après le (B.A.E.L 91)

$$St < \min(3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow St < \min(30; 33 \text{ cm}) \rightarrow St < 30 \text{ cm}$$

On prend $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$

• **Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{2.214} = 0.27 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.0167 \text{ m}$$

Section partiellement comprimée.

(Ns) : Effort de compression $\rightarrow x = \frac{h}{2} + e_1 - e$

Détermination de l'axe neutre : $e_1 + p \times e_1 + q = 0$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -0.138 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 0.0191 \text{ m}^3$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \times e_1 - q}$$

$$e_1 = 0.50 \Rightarrow e_1 = 0.44 \text{ cm}$$

$$e_1 = 0.43 \Rightarrow e_1 = 0.42 \text{ cm}$$

$$e_1 = 0.42 \Rightarrow e_1 = 0.42 \text{ cm}$$

Donc on prend : $e_1 = 0.42 \text{ cm}$

$$X_1 = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$X_1 = 2 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b \times X^2}{2} - n \times A_1 \times (d - X) = \frac{100 \times (2)^2}{2} - 15 \times 2.51 \times (9 - 2)$$

$$S = 63.55 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S} = 0.30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{ C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times N_s \times (d - x)}{I} = 8.90 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \text{ C.V}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.0015}{1 \times 0.09} = 0.017 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

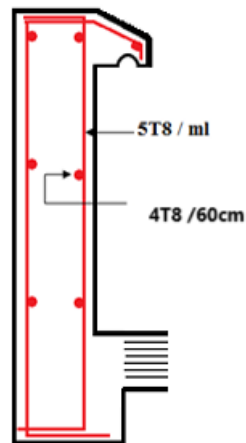


Figure III-11 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3 Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à l'analyse détaillée des éléments secondaires de la structure, incluant les planchers (corps creux et dalles pleines), les escaliers, les balcons et l'acrotère. Les planchers ont été étudiés sous différentes combinaisons de charges (ELU et ELS), avec un ferrailage adapté pour répondre aux exigences de résistance et de non-fragilité. Les escaliers, conçus selon la formule de Blondel, ont été dimensionnés pour supporter les charges permanentes et d'exploitation, avec des armatures longitudinales et transversales vérifiées au cisaillement et à la flèche. Les balcons, traités comme des consoles encastrées, ont été renforcés pour équilibrer les moments et efforts tranchants, tandis que l'acrotère a été conçu pour résister aux charges verticales et horizontales, incluant les effets sismiques. Tous les éléments ont été validés conformément aux normes CBA93, BAEL91 et RPA 2024, assurant ainsi leur sécurité et leur durabilité. Ces études préliminaires fournissent une base solide pour les phases ultérieures de conception et de construction .

CHAPITRE IV: Etude dynamique

IV.1 Introduction

L'analyse dynamique des structures constitue une étape essentielle dans l'étude d'un ouvrage de Génie Civil situé en zone sismique ou soumis à des sollicitations accidentelles (vent extrême, explosion, etc....)

Parmi les catastrophes naturelles, les séismes représentent une menace majeure pour l'homme, notamment en raison de leurs effets directs sur les constructions. Ils peuvent également engendrer des risques secondaires, tels que les incendies ou les explosions.

Dans l'incapacité de prévoir ces événements, il devient impératif de concevoir des structures capables d'y résister, garantissant ainsi une protection minimale des vies humaines. C'est dans cette optique qu'est née la construction parasismique, visant à établir des critères à la fois économiquement viables et techniquement rigoureux.

IV.2 L'étude dynamique

L'analyse dynamique d'une structure dans sa configuration réelle est souvent d'une grande complexité, nécessitant des calculs fastidieux, voire impossibles à réaliser. Pour cette raison, il est courant de recourir à des modélisations simplifiées, permettant une résolution plus accessible tout en conservant une représentation fidèle du comportement dynamique. L'objectif principal de cette étude est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure, notamment ses fréquences naturelles et ses modes de vibration.

IV.3 Modélisation de la structure

La structure a été modélisée à l'aide du logiciel ETABS 19 (BUILDING ANALYSIS AND DESIGN), un outil performant permettant l'analyse dynamique des structures. Pour réaliser cette étude, les données essentielles suivantes ont été introduites (Géométrie de la structure, Propriétés des matériaux, Dimensions des éléments porteurs, Chargements appliqués, Combinaisons de calcul normatives). Cette modélisation numérique offre une approche rigoureuse pour évaluer le comportement dynamique de la structure.

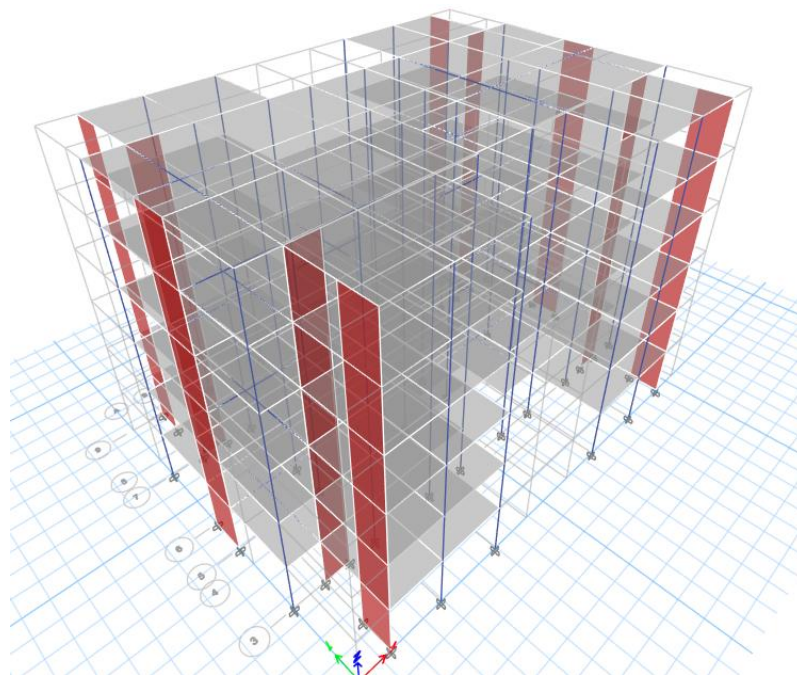


Figure IV-1 : Modélisation de la structure.

IV.4 Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- la méthode statique équivalente
- la méthode d'analyse modale spectrale
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.5 la méthode statique équivalente

Dans l'analyse sismique, les forces dynamiques réelles générées dans la structure sont simplifiées par un système de forces statiques fictives, considérées comme équivalentes à l'action sismique. Le mouvement sismique horizontal peut se produire dans n'importe quelle direction. Par conséquent, les forces sismiques équivalentes sont appliquées successivement selon deux directions orthogonales, généralement choisies comme les axes principaux de la structure. La ductilité des éléments structuraux permet d'équilibrer les sollicitations excédentaires.

La méthode statique équivalente est applicable sous les conditions suivantes :

Tableau IV-1: Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m

Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur

IV.6 Combinaisons de calcul : D'après RPA2024 :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases}$$

où:

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation, non pondérées
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

et:

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

IV.6 Calcul de la force sismique totale:

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

avec :

$\frac{S_{ad}}{g}$: Ordonnée du spectre de calcul

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$$\rightarrow \lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau

$$\rightarrow W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ n étant le nombre de niveaux}$$

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}, \text{ pour tout niveau } i \text{ de la structure}$$

• W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

• W_{Qi} : Charges d'exploitation

• ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ($\psi = 0.30$)

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières, La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{empirique} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

avec:

- $T_{empirique}$ [unité en s]: période fondamentale
- h_N [unité en m]: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Tableau IV-2 : Valeurs du coefficient C_T

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

$$T_{\text{empirique}} = 0.050 \times (3.06 \times 6)^{3/4} = 0.44$$

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale T_x (dyn)= 0.65 s.
- La période fondamentale T_y (dyn)= 0.51 s

Tableau IV-3: Périodes et pourcentages de participation massique.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	0,658	0	0,7151	0	0	0,7151	0
Modal	2	0,51	0,7788	0	0	0,7788	0,7151	0
Modal	3	0,471	0,0001	0	0	0,779	0,7151	0
Modal	4	0,155	0	0,17	0	0,779	0,8852	0
Modal	5	0,151	0,1278	0	0	0,9068	0,8852	0
Modal	6	0,117	0,000002221	0	0	0,9068	0,8852	0
Modal	7	0,076	0,0486	0	0	0,9555	0,8852	0
Modal	8	0,065	0	0,0652	0	0,9555	0,9504	0
Modal	9	0,05	0,000001231	0	0	0,9555	0,9504	0
Modal	10	0,047	0,0264	0	0	0,9818	0,9504	0
Modal	11	0,037	0	0,0311	0	0,9818	0,9814	0
Modal	12	0,033	0,0137	0	0	0,9955	0,9814	0

Remarque :

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, les valeurs de (T_0), calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique.

La valeur à utiliser, dans la méthode statique équivalente, est alors égale à: $T_{\text{max}} = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Donc $T_{\text{max}} = 1.3 \times 0.44 = 0.572$ sec

❖ Coefficient d'accélération de zone (A) :

Zone IV : D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen (RPA 2024).

Groupe d'usage 2 : Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m

Alors d'après les deux critères précédents on obtient $A=0.20$

❖ Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de R est donnée par le « tableau 3.17 » RPA2024 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « l'article 3.6 » du RPA2024.

Dans notre Bloc, on a un Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles, Alors le coefficient de comportement global de la structure est égal à : $R=4,5^b$

❖ Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1 Pq$

Pq est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

a)- Régularité en plan

- a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne doit pas dépasser 15% de la dimension du bâtiment, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 .La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction
- a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25 \rightarrow \frac{8.27+8.27}{19.61} \leq 0.25 \rightarrow 0.84 \leq 0.25 \text{ CNV}$$

→ Critère N/observé $pq = 0.05$

b)- Régularité en élévation

- b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.
- b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- b3. Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.
- b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions, en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension. Toutefois, au dernier niveau, les éléments du bâtiment, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs, etc., pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

→ Donc : La structure est classée régulièrement en élévation

→ Critère observé $pq = 0$

c)- Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements, (4) et (5)

→ Dans notre cas on a un le système de contreventements, (4)

La condition est vérifiée

→ Critère observé $pq = 0$

Tableau IV-4 : Valeurs des Pondérations Pq

Catégorie	Critère, q	Q	
		Sens x	Sens y
(b)	Régularité en plan	0.05	0.05
	Régularité en élévation	0	0
	Redondance en plan	0	0

$$Q_x = 1 + \sum_1 Pq = 1 + 0.05 = 1.05$$

$$Q_y = 1 + \sum_1 Pq = 1 + 0.05 = 1.05$$

❖ **Poids total de la structure(W):**

Les poids de la structure ont été calculés par le logiciel ETABS 19, ils sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Poids des différents niveaux

Niveau	Hauteur	Poids (t)
RDC	3.06	202.75421
1	6.12	202.75421
2	9.18	202.75421
3	12.24	202.75421
4	15.30	202.75421
5	18.36	158.41824

Le poids total de la structure : $W_T = 1172.19030 \text{ t} = 11721.9030 \text{ KN}$

Coefficient	A	R	$Q_x = Q_y$	I	S	W
Valeur	0.20	4.5	1.05	2	1.2	11721.9030

Tableau IV-6 : Valeurs des coefficients pour le calcul de l'effort tranchant à la base.

- L'action sismique horizontale est représentée par les Spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

T1, T2 et T3 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Spectre type	1 S	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)
<i>(Zones IV, V et VI)</i>				
site: S ₁	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S ₂	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S ₃	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S ₄	1.35	0.15	0.70	2.0

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période (T_0)

Dans notre cas on a $\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. [2.5 \frac{Q_F}{R}] \cdot [\frac{T_2}{T}]$ si : $T_2 \leq T < T_3$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.2448$$

On conclusion : $V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0.85 \times 0.2448 \times 11721.9030 = 2439.0914 \text{ KN}$

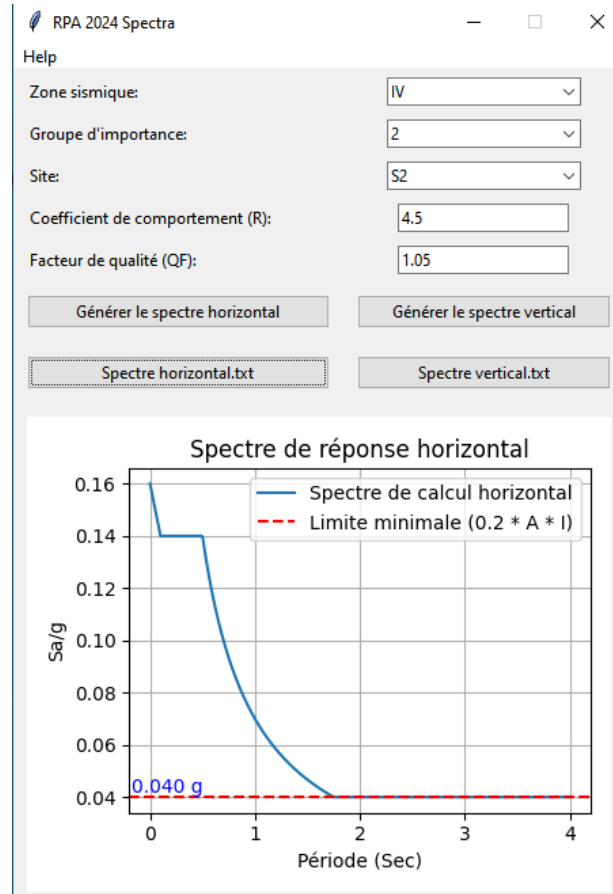


Figure IV-2 : Spectral Calcul

IV.7 Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V , donnée par Eqn

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W \text{ pour une valeur de la période fondamentale donnée par Eqn } T_{empirique} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

Si $V_t < 80\% V$, il faudra augmenter les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8 V/V_t .

Tableau IV-8: Réactions à la base obtenue par ETABS 19

TABLE: Base Reactions								
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
SX	LinRespSpec	Max	2948,1214	0,1849	0	2,5245	38894,646	28584,3662
SY	LinRespSpec	Max	0,1849	2785,0284	0	33073,8063	2,4778	31895,3018
EX	LinStatic		-3298,1017	-989,4305	0	13074,0608	-43580,2025	19395,416
EY	LinStatic		-989,4305	-3298,1017	0	43580,2025	-13074,0608	-32703,8374

$$\text{Donc : } V_x \geq 80\% V_x = 2948.12 \geq 80\% \times 3298 = 2638.4 \text{ CV}$$

$$\text{Donc : } V_y \geq 80\% V_y = 2785.02 \geq 80\% \times 3298 = 2638.4 \text{ CV}$$

IV.8 Stabilité au renversement :

Le moment de renversement, qui peut être causé par l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte, comme charge permanente, le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et, éventuellement, au poids du remblai. Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3.

Donc il faut vérifier que:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.3$$

Avec :

$$\text{Moment de renversement : } M_r = \sum F_i * Z_i$$

$$\text{Moment résistant: } M_s = \sum W_i * b_i.$$

F_i : la force sismique au niveau i.

Z_i : hauteur de niveau i.

W_i : poids de niveau i.

b_i : bras de levier de niveau i.

$$L_x = 25.98 \text{ m}$$

$$L_y = 19.81 \text{ m}$$

Tableau IV-9: Stabilité de la structure au renversement (selon x-x)

Selon X-X						
Etages	Fi(KN)	Zi (m)	Fi*Zi	Wi	bi	Wi*bi
RDC	2952.1585	3.06	9033.6050	2027.5421	13	26358.047
1	2836.0823	3.06	8678.4118	2027.5421	13	26358.047
2	2562.7802	3.06	7842.1074	2027.5421	13	26358.047
3	2141.7791	3.06	6553.8440	2027.5421	13	26358.047
4	1580.4246	3.06	4836.0992	2027.5421	13	26358.047
5	874.5076	3.06	2675.9932	1584.1824	13	20594.372

$$\sum F_i * Z_i = M_r = 39620.060 \text{ KN.m}$$

$$\sum W_i * b_i = M_s = 152384.607 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{152384.607}{39620.060} = 3.84 > 1.3 \text{ CV}$$

Tableau IV-10: Stabilité de la structure au renversement (selon Y-Y)

Selon Y-Y						
Etages	Fi(KN)	Zi (m)	Fi*Zi	Wi	bi	Wi*bi
RDC	2253.8619	3.06	6896.8174	2027.5421	9.8	26358.047
1	2156.9452	3.06	6600.2523	2027.5421	9.8	26358.047
2	1957.9353	3.06	5991.2820	2027.5421	9.8	26358.047
3	1669.7938	3.06	5109.5690	2027.5421	9.8	26358.047
4	1288.5634	3.06	3943.0044	2027.5421	9.8	26358.047
5	774.6403	3.06	2370.4003	1584.1824	9.8	20594.372

$$\sum F_i \cdot Z_i = M_r = 30911.3241 \text{ KN.m}$$

$$\sum W_i \cdot b_i = M_s = 152384.607 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{152384.607}{30911.3241} = 4.9 > 1.3 \text{ CV}$$

IV.10 Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon Eqn

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$$

où:

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1", est égal à :

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

Tableau IV-11: Vérification des déplacements (Selon X-X)

Selon X-X						
Etages	R	Q_F	R / Q_F	δ_{ek}	δ_k	Δ_k
RDC	4.5	1.05	4.285	0.001296	0.0055429	0.00554
1	4.5	1.05	4.285	0.003739	0.0160242	0.01047
2	4.5	1.05	4.285	0.00638	0.0273428	0.01131
3	4.5	1.05	4.285	0.008811	0.0377614	0.01041
4	4.5	1.05	4.285	0.010823	0.0463384	0.00862
5	4.5	1.05	4.285	0.012375	0.0530357	0.00665

Tableau IV-12: Vérification des déplacements (Selon Y-Y)

Selon Y-Y						
Etages	R	Q_F	R / Q_F	δ_{ek}	δ_k	Δ_k
RDC	4.5	1.05	4.285	0.001045	0.004478	0.004478
1	4.5	1.05	4.285	0.003434	0.014717	0.010238
2	4.5	1.05	4.285	0.006506	0.027882	0.013165
3	4.5	1.05	4.285	0.009802	0.042008	0.014125
4	4.5	1.05	4.285	0.013021	0.055804	0.013795
5	4.5	1.05	4.285	0.016018	0.068648	0.012844

- **Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :**

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites $\bar{\Delta}_k = 0.015 h_k$ avec $h_k = 3.06m$

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$$

Tableau IV-13: Vérification des déplacements inter-étages

Etages	$\bar{\Delta}_k$	Δ_{kx}	Δ_{ky}	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_{k(x,y)}$
RDC	0.0459	0.00554	0.004478	CV
1	0.0459	0.01047	0.010238	CV
2	0.0459	0.01131	0.013165	CV
3	0.0459	0.01041	0.014125	CV
4	0.0459	0.00862	0.013795	CV
5	0.0459	0.00665	0.012844	CV

IV.11 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\left(\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}\right) \leq 0.10$$

avec :

- Δ_k défini comme:

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

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : hauteur du niveau « k ».

Tableau IV-14: Vérification l'effet P-Δ :

Selon X-X						
Etages	P_k	Δ_k	V_k	H_k	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
RDC	2027.5421	0.004478	2952.1585	3.06	0.0094	CV
1	2027.5421	0.010238	2836.0823	3.06	0.0223	CV
2	2027.5421	0.013165	2562.7802	3.06	0.0318	CV
3	2027.5421	0.014125	2141.7791	3.06	0.0409	CV
4	2027.5421	0.013795	1580.4246	3.06	0.0541	CV
5	1584.1824	0.012844	874.5076	3.06	0.0711	CV

Tableau IV-15: Vérification l'effet P-Δ :

Selon Y-Y						
Etages	P_k	Δ_k	V_k	H_k	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
RDC	2027.5421	0.00554	2253.8619	3.06	0.0152	CV
1	2027.5421	0.01047	2156.9452	3.06	0.0301	CV
2	2027.5421	0.01131	1957.9353	3.06	0.0358	CV
3	2027.5421	0.01041	1669.7938	3.06	0.0386	CV
4	2027.5421	0.00862	1288.5634	3.06	0.0415	CV
5	1584.1824	0.00665	774.6403	3.06	0.0416	CV

IV.12 Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = \text{Max} \begin{cases} \sqrt{(\delta_1^2 + \delta_2^2)} \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$$

δ_1, δ_2 déplacements maximaux des deux blocs, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

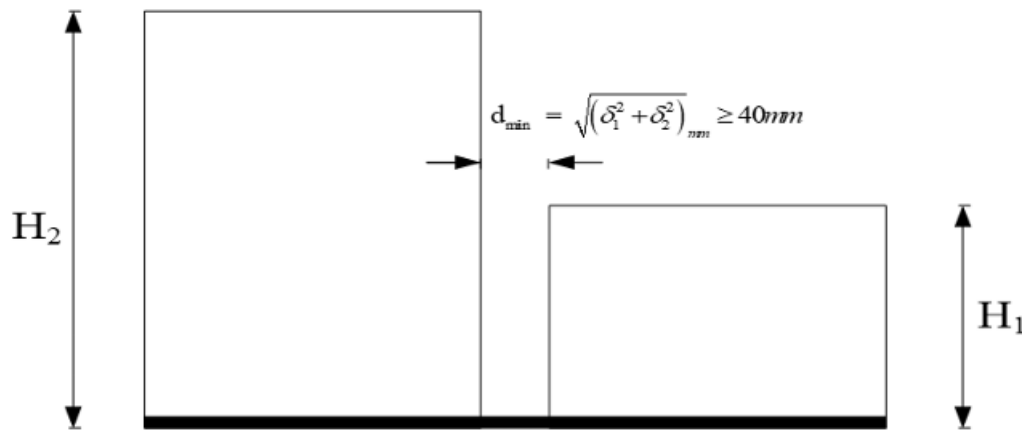


Figure IV-3: Largeur minimum du joint sismique

Donc :

$$\sqrt{(0.0530357)^2 + (0.068648)^2} = 0.0867\text{m}$$

Donc on a choisi $d = 8\text{ cm}$

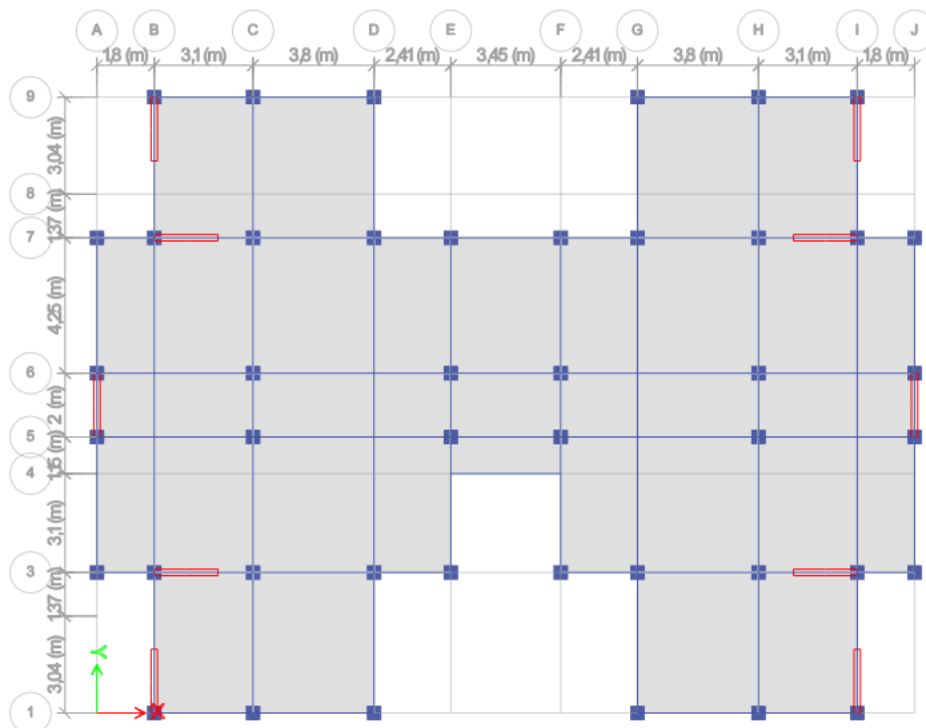


Figure IV-4 : Disposition des voiles dans notre structure.

IV.13 Conclusion :

Ce chapitre a abordé l'analyse dynamique de la structure, essentielle pour garantir sa résistance aux séismes dans la zone sismique IV de Tlemcen. La méthode statique équivalente a été appliquée, conformément au RPA 2024, pour calculer les forces sismiques, en tenant compte des caractéristiques dynamiques de la structure, telles que sa période fondamentale ($T_x = 0.65$ s, $T_y = 0.51$ s) et sa réponse spectrale. Les résultats ont montré que la structure est stable au renversement, avec des coefficients de sécurité bien supérieurs à 1.3 dans les deux directions. Les déplacements inter-étages et l'effet P- Δ ont été vérifiés, confirmant que les déformations restent dans les limites admissibles. Enfin, la largeur des joints sismiques a été déterminée à 8 cm pour absorber les déplacements relatifs entre blocs. Cette étude dynamique, validée par le logiciel ETABS 19, assure que la structure répond aux normes parasismiques, offrant une sécurité optimale contre les séismes.

CHAPITRE V: Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction

La structure porteuse est une ossature 3D rigide (poteaux, poutres, voiles), capable d'équilibrer les sollicitations verticales et horizontales. Le calcul des armatures, basé sur les règlements CBA93, BAEL91 et RPA2024, a été mené avec ETABS19 pour déterminer les efforts internes critiques. Les poutres sont sollicitées en flexion simple, tandis que les poteaux et voiles le sont en flexion composée .

V.2 Combinaisons des charges

❖ Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} \rightarrow G + Q$$

• Règlement RPA 2024 :

Ce sont des combinaisons de charges intégrant les effets sismiques E .

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases}$$

où:

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation, non pondérées

- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

et:

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

V.3 Etude des Poteaux

Les poteaux, éléments structuraux verticaux, ont pour fonction de transférer les charges issues des poutres vers les fondations. Leur ferrailage est déterminé par un calcul en flexion composée, prenant en compte l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M).

V.3.1 Les résultats des sollicitations donnés par ETABS 19

Les résultats des efforts internes et des moments maximaux d'après les conditions précédentes données par le logiciel ETABS19 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Les déferents sollicitations maximales à l'accidentelle

Niveau	$N_{max}(MN.m)$	$M_{corr}(MN.m)$	$M_{max}(MN.m)$	$N_{corr}(MN.m)$
RDC	1.450	0.010	0.050	1.262
Etage 1,2	1.198	0.021	0.047	0.562
Etage 3,4,5	0.715	0.017	0.044	0.438

Tableau V.2 : Les déferents sollicitations à ELS

Niveau	$N_{max}(MN.m)$	$M_{corr}(MN.m)$	$M_{max}(MN.m)$	$N_{corr}(MN.m)$
RDC	1.058	0.0072	0.0367	0.9137
Etage 1,2	0.875	0.0154	0.0340	0.4217
Etage 3,4,5	0.522	0.0123	0.0320	0.3196

❖ Sollicitations normales

Le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), L'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.40$$

Tableau V.3 Sollicitations normales pour chaque Poteaux

Niveau	v_d	Conditions
RDC	0.28	CV
Etage 1,2	0.30	CV
Etage 3,4,5	0.23	CV

V.3.2 Calcul du ferrailage

1- Armatures longitudinales : Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 1.0% en zones IV
- Leur pourcentage maximal sera de:
 - 4% en zone courante
 - 8% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de : 12 mm

- La longueur minimale des recouvrements est de: 60ϕ en zones IV
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser : 15cm en zones IV

❖ Calcul de ferrailage :

L'exemple de calcul concerne un poteau situé au premier étage. Son ferrailage est déterminé en flexion composée, tenant compte de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) qui lui sont appliqués.

Pour le cas : N (max); M(correspondant)

Etage 1	N_{max}	M_{corr}
ELU	1.450	0.010

$b=45$ cm ; $h=45$ cm ; $d=0.405$ cm ; $d'=0.045$; $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_e = 400$ Mpa ; $\gamma_s = 1.15$; $\gamma_b = 1.5$; $f_{bc} = 14.17$ Mpa ; $\sigma_{st} = 400/\gamma_s = 347.826$ Mpa

- Calcul de l'excentricité:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.101103}{1.450} = 0.069 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{6} = 0.075 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{6} - d' = 0.069 + 0.075 - 0.045 = 0.099 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 1.450 \times 0.099 = 0.1435 \text{ m}$$

- Vérifications des conditions :

$$\text{➤ } N_u \times (d - d') - M_a = 1.450 \times (0.405 - 0.045) - 0.1435 = 0.3785$$

$$\text{➤ } \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$= \left(0.337 - 0.81 \frac{0.045}{0.405}\right) \times 0.45 \times 0.405^2 \times 14.166 = 0.258$$

$$\text{➤ } \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

$$= \left(0.337 - 0.81 \frac{0.045}{0.405}\right) \times 0.45 \times 0.45^2 \times 14.166 = 0.319$$

Donc on a section entièrement comprimée :

$$N_u \times (d - d') - M_a > \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

$$0.3785 > 0.319$$

$$N_u \times (d - d') - M_a < (0.5 h - d') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$0.378 < 0.516 \rightarrow \text{Domaine 4}$$

ELU :

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{1}{\sigma_{sc}} [N_u - (1 - \chi)b \times h \times f_{bc}]$$

$$\chi = \frac{0.5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d')N_u - M_a}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}} = \frac{0.0274}{0.7571} = 0.0361$$

$$A_2 = \frac{1}{348} [1.450 - (1 - 0.0361)0.45 \times 0.45 \times 14.17]$$

$$A_2 = -37.81 \text{ cm}^2$$

→ $A_2 < 0$ La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués.

Donc on va ferrailer avec A_{min} (RPA 2024)

$$A_{min} = 1\% b \times h = 1\% 45 \times 45 = 20.25 \text{ cm}^2$$

On prend le choix : $A_2 = 8T14+4T16 = 20.36 \text{ cm}^2$

Pour le cas : M (max); N (correspondant)

Etage 1	M_{max} (Mn.m)	N_{corr} (Mn.m)
ELU	0.050	1.262

- Calcul de l'excentricité :

$$-e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.050802}{1.262561} = 0.0402 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{6} = 0.075 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{6} - d' = 0.0402 + 0.075 - 0.045 = 0.0702 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 1.262561 \times 0.0702 = 0.0886 \text{ m}$$

- Vérifications des conditions :

$$\text{➤ } N_u \times (d - d') - M_a = 1.262561 \times (0.405 - 0.045) - 0.0886 = 0.3660$$

$$\text{➤ } \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$= \left(0.337 - 0.81 \frac{0.045}{0.405}\right) \times 0.45 \times 0.405^2 \times 14.166 = 0.258$$

$$\text{➤ } \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

$$= \left(0.337 - 0.81 \frac{0.045}{0.405}\right) \times 0.45 \times 0.45^2 \times 14.166 = 0.319$$

Donc on a section entièrement comprimée :

$$N_u \times (d - d') - M_a > \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

$$0.3660 > 0.319$$

ELU :

$$N_u \times (d - d') - M_a < (0.5 h - d') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$0.3660 < 0.516 \rightarrow \text{Domaine 4}$$

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{1}{\sigma_{sc}} [N_u - (1 - \chi) b \times h \times f_{bc}]$$

$$\chi = \frac{0.5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d')N_u - M_a}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}} = \frac{0.1166}{0.7571} = 0.1540$$

$$A_2 = \frac{1}{348} [1.262561 - (1 - 0.1540) 0.45 \times 0.45 \times 14.17]$$

$$A_2 = -33.47 \text{ cm}^2$$

→ $A_2 < 0$ La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués.

Le ferrailage de poteau est négatif, alors on va ferrailer avec le minimum du RPA2024

Donc on va ferrailer avec A_{min} (RPA 2024)

$$A_{min} = 1\% b \times h = 1\% 45 \times 45 = 20.25 \text{ cm}^2$$

On prend le choix : $A_2 = 8T14+4T16 = 20.36 \text{ cm}^2$

D'après le RPA2024, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique IV est limité par le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « ETABS19 », sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau V.4: Ferrailage longitudinales adopté pour les Poteaux

Niveau	SECTION	A_{min} (cm) ²	$A_{max Zc}$ (cm) ²	$A_{max Zr}$ (cm) ²	A_{adop} (cm) ²	Choix
RDC	45 x 45	20.25	81	162	20.36	8T14+4T16
Etage 1,2	40 x 40	16	64	128	16.08	8T16
Etage3,4,5	35 x 35	12.25	49	98	12.32	8T14

2- Calcule des longueurs de recouvrement :

- Selon le RPA2024 la longueur de recouvrement est longueur minimale des recouvrements est de: 60ϕ en zones IV

Tableau V.5: Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque Type d'acier

$\varnothing(\text{max})$ (mm)	$L_r(\text{calcul})(\text{mm})$	$L_r(\text{choix})(\text{mm})$
60 \varnothing (16)	960	1000
60 \varnothing (14)	840	900

3- Longueur de la zone nodale :

Les dimensions de la zone nodale sont :

$$L_{cr} = \max \left(1.5h_c ; \frac{l_{cr}}{6} ; 60\text{cm} \right)$$

- h_c (unites: cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau
- l_{cr} : (unites: cm): la longueur libre du poteau

Tableau V.5: La longueur de la zone nodale pour les poteaux

Niveau	h_c	l_{cr}	L_{cr}
RDC	45	306	67.5
Etage 1,2	40	306	60
Etage 3,4,5	35	306	60

4- Armatures transversales :➤ **Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :**

D'après RPA2024, La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivant :

$$\tau_{b_u} < \overline{\tau_{b_u}}$$

$$\tau_{b_u} = \frac{V}{b \times d}$$

Avec :

τ_{b_u} : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

V : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

B : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur utile.

$$\overline{\tau_{b_u}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \text{ RPA2024}$$

Avec:

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0.7 L_0$$

Tableau V.6 : Vérification spécifique sous sollicitations normales

niveaux	V (MN)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
RDC	0,022947	4.76	0.04	0.126	1,00	Vérifiée
Etage 1,2	0.027235	5.35	0.075	0.190	1,87	Vérifiée
Etage 3,4,5	0.022364	6.12	0.075	0.202	1,87	Vérifiée

5- Choix des armatures transversales : D'après RPA2024 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_d \times V_u \times S_t}{h \times f_e}$$

Avec :

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : 400 MPa

ρ_d : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant :

$$\rho_d = 2,50 \rightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 3,75 \rightarrow \text{Si } \lambda_g < 5$$

S_t : L'espacement des armatures transversales

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b_0}{3}; 6\phi_1; 10\text{cm} \right) \rightarrow \text{Zone (IV)}$.
- Zone courante : $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b_c}{2}; 10\phi_1; \frac{h_c}{2} \right) \rightarrow \text{Zone (IV)}$.

Avec :

(ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

On adopte les espacements suivants :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b_0}{3}; 60\phi_1; 10\text{cm} \right)$
 $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{39}{3}; 60 \times 1,4; 10\text{cm} \right)$
 $\rightarrow S_t \leq \text{min} (13; 84; 10\text{cm})$
 $\rightarrow S_t = 10\text{cm}$

- Zone courante: $St' \leq \text{Min} \left(\frac{b_c}{2}; 10\phi_1; \frac{h_c}{2} \right)$
 $\rightarrow St' \leq \text{Min} \left(\frac{45}{2}; 14; \frac{45}{2} \right)$
 $\rightarrow St' = 12 \text{ cm}$

➤ Vérification des armatures transversales selon RPA2024 :

La quantité d'armatures transversales minimales $\left(\frac{A_t}{S_t \times b} \right)$ est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t \times b} \right) = 0.3\%$
- Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t \times b} \right) = 0.8\%$
- Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes

Tableau V.7 : Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Etage	h(cm)	V (MN)	λ_g	ρ_a	St (cm)	St'(cm)	At(cm ²)	At(min)(cm ²)	Choix
RDC	45	0,022947	4.76	0.04	10	12	0.0613	1.62	4T8
Etage 1	40	0.027235	5.35	0.075	10	12	0.0425	1.2	4T8
Etage 2	35	0.022364	6.12	0.075	10	12	0.0422	1.05	4T8

V.4 Etude des Poutres

Les poutres sont soumises à une flexion simple, impliquant à la fois un effort tranchant et un moment fléchissant. Ce dernier permet de dimensionner les armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant détermine les armatures transversales. On distingue généralement deux types de poutres : principales et secondaires.

Après le calcul des sollicitations (moment fléchissant M, effort normal N, effort tranchant T), on procède au ferrailage en respectant les normes du RPA2024 (règlement parasismique) et du BAEL99 (règlement béton armé).

V.4.1 Les résultats des sollicitations donnés par ETABS 19

Les résultats des efforts internes et des moments maximaux d'après les conditions précédentes données par le logiciel ETABS19 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Sollicitations maximales dans les poutres principales.

Section (cm)	Niveaux	ELU		ELS		Accidentelle		V (max) (KN)
		M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	
30×45	RDC+ étages courants	114.56	82.924	82.883	60.676	134.227	61.666	153.476

Tableau V.9 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaire.

Section (cm)	Niveaux	ELU		ELS		Accidentelle		V (max) (KN)
		M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	
30×30	RDC+ étages courants	43.010	41.003	11.166	22.04	58.561	45.929	44.388

❖ Sollicitations normales

Le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), L'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.40$$

Tableau V.10 Sollicitations normales pour les poutres

poutre	v_d	Conditions
principale	0.30	CV
secondaire	0.26	CV

V.4.2 Calcul de ferrailage :

On prend un exemple de calcul : « la poutre principale de rive situé au étages courant »

1- Armatures longitudinales :

a. -Travée :

➤ ELU :

$$M_{u\max} = 82.92 \text{ KN.m} = 0.082 \text{ MN.m}$$

$$b=30 \text{ cm} ; h=45 \text{ cm} ; d=40.5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ;$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} ;$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.082}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.17} = 0.117$$

$$\mu_u < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{simple armatures}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.117}) = 0.155$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405(1 - 0.4 \times 0.155) = 0.379 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{0.082}{0.379 \times 347.826} = 6.22 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.22 \text{ cm}^2$$

On prend A_{st} : 6T16=12.06 cm^2

$$A_{sc}: 3T14=4.62 \text{ cm}^2$$

➤ ELS:

Simple armature $\Rightarrow A_{sc} = 0$

$$M_s = 60.67 \text{ KN.m} = 0.0606 \text{ MN.m}$$

$$\begin{aligned} x &= n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right) \\ &= 15 \times \frac{9.05}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 40.5 \times 12.06}{15 \times 12.06^2}} - 1 \right) \\ &= 16.88 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= b \frac{x^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2 \\ &= 30 \times \frac{16.88^3}{3} + 15 \times 12.06(40.5 - 16.88)^2 \\ &= 149021 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.0606 \times 0.1688}{149021 \times 10^{-8}} = 6.86 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ vérifiée

$$\sigma_{sc} = \frac{nM_s(x-d')}{I} = \frac{15 \times 0.066343(0.1688 - 0.045)}{149021 \times 10^{-8}} = 75.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0.0606(0.405 - 0.1688)}{149021 \times 10^{-8}} = 144.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 228.630 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

\Rightarrow ELS vérifiée

b. Appui :

➤ ELU :

$$M_{u \max} = 114.56 \text{ KN.m} = 0.114 \text{ MN.m}$$

$$b=30 \text{ cm} ; h=45 \text{ cm} ; d=40.5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ;$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} ;$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.114}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.17} = 0.163$$

$$\mu_u < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{simple armatures}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.164}) = 0.223$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405(1 - 0.4 \times 0.225) = 0.368 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{0.11456}{0.368 \times 347.8} = 8.9 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8.9 \text{ cm}^2$$

On prend A_{st} : 6T16=12.06 cm^2

$$A_{sc}: 3T14=4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} + A_{sc} < A_{max} \Rightarrow CV$$

➤ ELS :

Simple armature $\Rightarrow A_{sc} = 0$

$$M_s = 82.883 \text{ KN.m} = 0.0828 \text{ MN.m}$$

$$x = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$= 15 \times \frac{12.06}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 40.5 \times 12.06}{15 \times 12.06^2}} - 1 \right) = 16.88 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$= 30 \times \frac{16.88^3}{3} + 15 \times 12.06(40.5 - 16.88)^2$$

$$= 149021 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.0828 \times 0.1688}{149021 \times 10^{-8}} = 9.37 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ vérifiée

$$\sigma_{sc} = \frac{nM_s(x - d')}{I} = \frac{15 \times 0.0828(0.1688 - 0.045)}{149021 \times 10^{-8}} = 102 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 0.0828(0.405 - 0.1688)}{149021 \times 10^{-8}} = 197.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc}, \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow ELS vérifiée

2- Armatures Transversal

D'après le règlement RPA2024 Le diamètre ϕ_t des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm .

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = (0.003)s \cdot b$$

L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- **Dans les zones critiques:**

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_t\right)$$

- h: hauteur de la poutre
- ϕ_t : diamètre des armatures de confinement
- ϕ_l diamètre minimal des barres longitudinales

Donc :

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l\right)$$

$$s = \min\left(\frac{45}{4}; 24 \times 0.5; 17.5 \text{ cm}; 6 \times 1.2\right)$$

$$s = \min(11.25; 12; 17.5 \text{ cm}; 7.2)$$

$$s = \min(11.25; 12; 17.5 \text{ cm}; 7.2)$$

On prend s=10 cm

- **En dehors de la zone critique:**

$$S' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \quad \text{On prend } S'=20 \text{ cm}$$

3- Vérification des contraintes tangentielle

- Vérification au cisaillement:

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \tau_1$$

Tu : L'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$T_u \text{ max} = 153.47 \text{ KN} = 0.153 \text{ MN}$$

$$\tau_1 = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0.153}{0.3 \times 0.405} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutre	Tu (KN)	τ_u (MPa)
principale	153.47	1,25
secondaire	44.38	0.41

Tableau Récapitulatif

Tableau V.12: Ferrailage des poutres principales

Niveaux	Section(cm^2)	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal		
		Travée		Appui		ϕ_t	S _t (cm)	S _t '(cm)
		A _{st}	A _{sc}	A _{st}	A _{sc}			
Tous	30×45	6T16	3T14	6T16	3T14	ϕ_8	10	20

Tableau V.13: Ferrailage des poutres secondaires

Niveaux	Section(cm^2)	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal		
		Travée		Appui		ϕ_t	S _t (cm)	S _t '(cm)
		A _{st}	A _{sc}	A _{st}	A _{sc}			
Tous	30×30	6T12	3T12	6T12	3T12	ϕ_8	8	15

V.5 Les murs voiles :

Le mur voile est un élément structural de contreventement soumis à deux types de sollicitations :

- Une charge verticale, résultant de la combinaison des charges permanentes et d'exploitation.
- Une charge horizontale, engendrée par l'action du vent ou d'un séisme.

Ces conditions impliquent un calcul du mur voile en flexion composée et au cisaillement. Son ferrailage comprend ainsi :

- Des armatures verticales
- Des armatures horizontales

1- Caractéristiques des murs voiles :

Selon le RPA 2024 les voiles de contreventement satisfaisant les conditions suivantes :

- $L \geq \max \left(\frac{h_e}{3}; 4b; 1m \right) \rightarrow L \geq \max (102cm) \rightarrow L = 200cm$
- $b \geq \max \left(15cm; \frac{h_e}{20} \right) \rightarrow b \geq \max (15.3cm) \rightarrow b = 20cm$

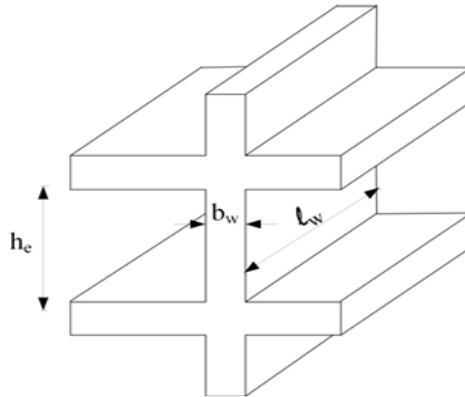


Figure V.1 : coupe du voile en élévation

2- Vérifications spécifiques:

- ❖ **Coffrage** : d'après document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisant la condition exprimée par :

$$l_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m \right)$$

avec : l_w : représente la longueur du voile

h_e : la hauteur libre du niveau

$$b_w: \text{L'épaisseur minimale} \rightarrow b_w \geq \max \left(15cm; \frac{h_e}{20} \right)$$

$$\rightarrow b_w \geq \max \left(15cm; \frac{2.76}{20} \right)$$

$$\rightarrow b_w \geq \max(15cm; 0.13) \rightarrow b_w = 20cm$$

Donc : $l_w \geq \max \left(\frac{2.76}{3}; 4 \times 0.20; 1m \right)$

$$l_w \geq \max(0.92; 0.8; 1m)$$

$$l_w \geq 1m$$

- ❖ **Sollicitations normales** : Le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée) , L'effort normal de compression de calcul des voiles est limite par la condition suivante :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.40$$

Tableau V.13 Sollicitations normales pour chaque niveau

Niveau	ν_d	Conditions
Voile RDC	0.126	CV
Voile 1	0.084	CV
Voile 2	0.066	CV
Voile 3	0.052	CV
Voile 4	0.035	CV
Voile 5	0.019	CV

❖ Contraintes limites de cisaillement

Les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$$

où : $\tau_b = \frac{\bar{\nu}}{b_w \cdot d}$

avec : $\bar{\nu} = 1.4V_u$

b_w : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile avec $d=0.9h$

h : hauteur totale de la section brute

Tableau V.14 : Contraintes limites de cisaillement pour chaque niveau

Niveau	V (KN.m)	$\bar{\nu}$ (KN.m)	τ_b	$0.2 f_{c28}$	Conditions
Voile RDC	541.885	758.639	1524.557	5000	CV
Voile 1	474.170	663.838	1336.227	5000	CV
Voile 2	332.988	466.183	938.371	5000	CV
Voile 3	322.121	450.969	907.750	5000	CV
Voile 4	190.309	266.432	536.297	5000	CV
Voile 5	95.261	133.365	268.451	5000	CV

3- Ferraillages des voiles (on prend comme exemple de calcul le voile RDC) :

- 1- Calcul la hauteur h_{cr} : C'est la zone critique au-dessus de la base du voile :

$$h_{cr} = \max\left(l_w ; \frac{h_w}{6}\right)$$

h_w : est la hauteur totale du voile ($h_w = 18.36m$)

$$h_{cr} = \max\left(2 ; \frac{18.36}{6}\right) = 3.06m$$

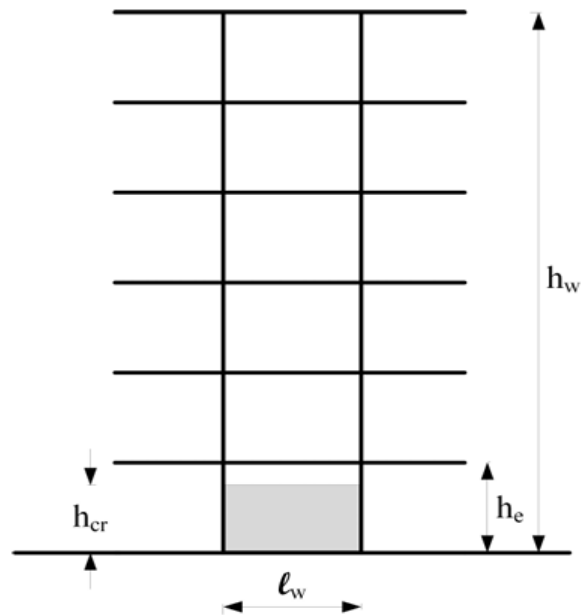


Figure V.2 : Zone critique à la base du voile

- 2- Calcul la longueur l_c : C'est La longueur de l'élément de rive

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w)$$

l_w : longueur du voile

b_w : largeur de l'âme du voile

$$l_c \geq \max(0.15 \times 2 ; 1.5 \times 0.2)$$

$$l_c = 0.4m$$

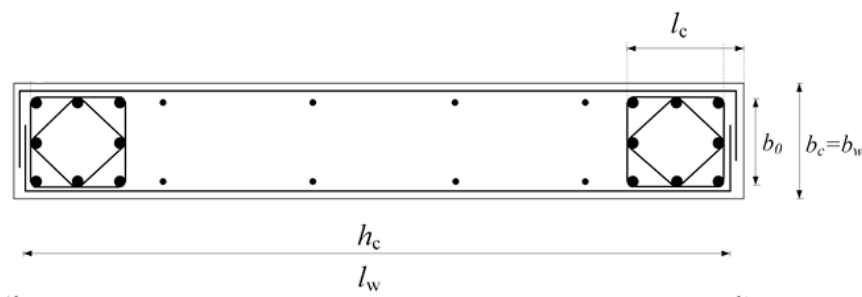


Figure V.3 Eléments de rive pour les voiles

3- Calcul l'espacement vertical :

$$s_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12.5cm; 6\phi_l\right)$$

ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive

$\phi_l \geq 12mm$ on prend $\phi_l = 1.54mm$

$$s_t \leq \min\left(\frac{14}{3}; 12.5cm; 6 \times 1.54\right)$$

$$s_t \leq \min(4.67; 12.5cm; 9.24)$$

$$s_t \leq \min(4.67) \rightarrow s_t = 5cm$$

4- La section des armatures de confinement dans les éléments de rive

$$A_t \geq 0.09 \times s_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.09 \times 5 \times 14 \times \frac{25}{400} = 0.39cm^2$$

$$A_t \geq 0.3 \times s_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive

$\frac{A_g}{A_c}$ représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

$$A_t \geq 0.3 \times 5 \times 14 \times \left(\frac{40 \times 20}{34 \times 14} - 1\right) \times \frac{25}{400} = 0.89cm^2$$

5- Calcul des contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec : $V = \frac{h}{2} = \frac{2}{2} = 2m$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.2 \times 2^3}{12} = 0.133m^4$$

$$\sigma_t = \frac{1261}{0.2 \times 0.2} + \frac{1578 \times 1}{0.133} = 14987.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{1261}{0.2 \times 0.2} - \frac{1578 \times 1}{0.133} = -8682.5 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_t > 0$, $\sigma_c < 0$: Donc la section du voile est partiellement comprimée.

$$F_T = \frac{1}{2} L_T \times b_w \times \sigma_t$$

$$L_T = \left(\frac{L_W \times \sigma_t}{\sigma_t + \sigma_c}\right) = \frac{2 \times 8682.5}{14987.5 + 8682.5} = 0.73m$$

Donc :

$$F_T = \frac{1}{2} \times 0.73 \times 0.2 \times 8682.5 = 633.822 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F_T}{F_{yd}} = \frac{F_T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{633.822}{\frac{400000}{1}} = 15.84 \text{ cm}^2$$

on prend : 12T14 = 18.48 cm²

6- Ferraillage de l'âme :

Aciers verticaux :

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{\max} \leq \frac{b_w}{8}$$

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{\max} \leq \frac{200}{8} = 25 \text{ mm}$$

on prend : $\phi = 10 \text{ mm}$

Aciers horizontaux :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{v}}{z \cdot f_e}$$

$$A_h \geq \frac{\bar{v} \times s}{z \cdot f_e} = \frac{1.4 \times 541.88 \times 0.15}{1.6 \times 400000} = 0.00017 \text{ m}^2 = 1.7 \text{ cm}^2$$

$\phi = 10 \text{ mm}$

7- Conditions de ductilité locale :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{syd} \frac{b_c}{b_0} - 0.0035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en beton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

avec : $\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$

μ_{ϕ} : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure

ε_{sy} : Valeur de la déformation a la limite élastique de l'acier

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s}$$

E_s : module d'elasticite de l'acier

v_d : effort normal réduit

ω_v : pourcentage normalise des armatures verticales d'âme

$$\omega_v = \frac{A_{sv} f_{yd}}{(l_w - 2l_c) b_w f_{cd}}$$

A_{sv} : section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile

f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier

f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

α : coefficient d'efficacité du confinement = $(\alpha_n \times \alpha_s)$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 \times h_0} \right)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right)$$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement

b_i : distance entre des barres maintenues consécutives

b_0, h_0, t : grandeurs géométriques

$$\mu_\phi = 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{Q_F} \frac{M_{ED}}{M_{RD}} - 1 \right) \right] \frac{T_2}{T_0} \quad \text{si } T_0 < T_2$$

$$T_2 = 0.57, T_0 = 0.5$$

μ_ϕ : Le coefficient de ductilité en courbure

M_{ED} : est le moment fléchissant issu de l'analyse à la base du mur

M_{RD} : est la résistance à la flexion de calcul

Donc :
$$\omega_{wd} = \frac{3.41 \times 10^{-3}}{0.139} \times \frac{400000 \times 1.2}{25000 \times 1} = 0.47$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{400000}{210000000} = 1.9 \times 10^{-3}$$

$$\omega_v = \frac{12.64 \times 10^{-4}}{(2 - 2 \times 0.4) \times 0.2} \times \frac{40000000 \times 1.2}{25000 \times 1} = 0.10112$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_8 \left(\frac{0.08^2}{6 \times 0.14 \times 0.34} \right) = 0.82$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{0.05}{2 \times 0.14} \right) \left(1 - \frac{0.05}{2 \times 0.34} \right) = 0.76$$

$$\alpha = (\alpha_n \times \alpha_s) = 0.82 \times 0.76 = 0.62$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \left[\left(\frac{4.5}{1.05} \frac{1578}{2105} - 1 \right) \right] \frac{0.5}{0.57}$$

$$\mu_\phi = 4.88$$

La position de l'axe neutre χ_u :

$$\chi_u = (v_d + \omega_v) \frac{L_w \cdot b_c}{b_0}$$

$$\chi_u = (0.126 + 0.1) \frac{2 \times 0.2}{0.14} = 0.6457$$

Calculer la longueur comprimée des parties de rive l_{calcul} :

$$l_{calcul} = \chi_u \left(1 - \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu.c}}\right)$$

avec : $\epsilon_{cu} = 0.0035$

il est nécessaire de calculer le raccourcissement limite à la rupture $\epsilon_{cu.c}$ du béton comprimé

$$\epsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1 \alpha \omega_{wd} = 0.0035 + 0.1 \times 0.62 \times 0.47 = 0.0326$$

Donc :

$$l_{calcul} = 0.6492 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.0326}\right) = 0.58m$$

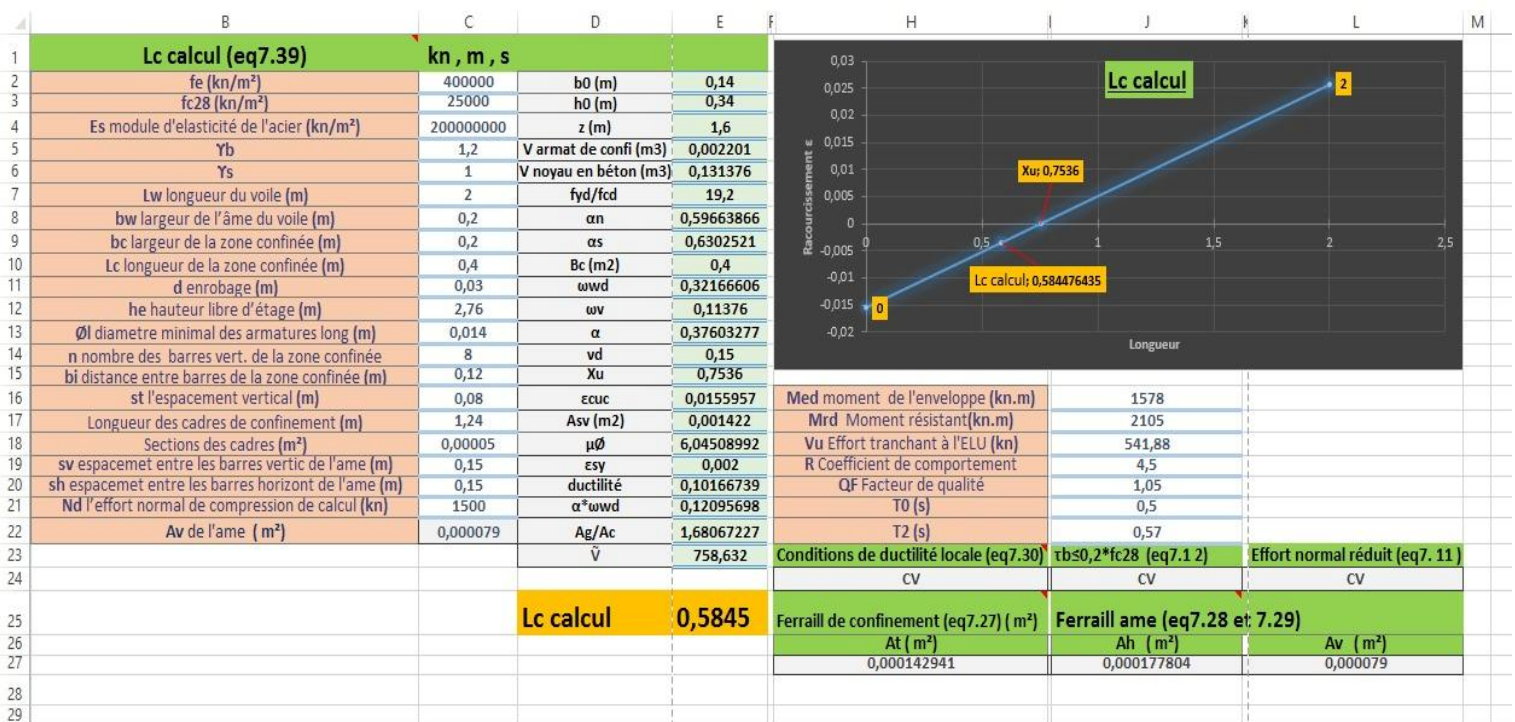


Figure V.4 Calculer la longueur comprimée

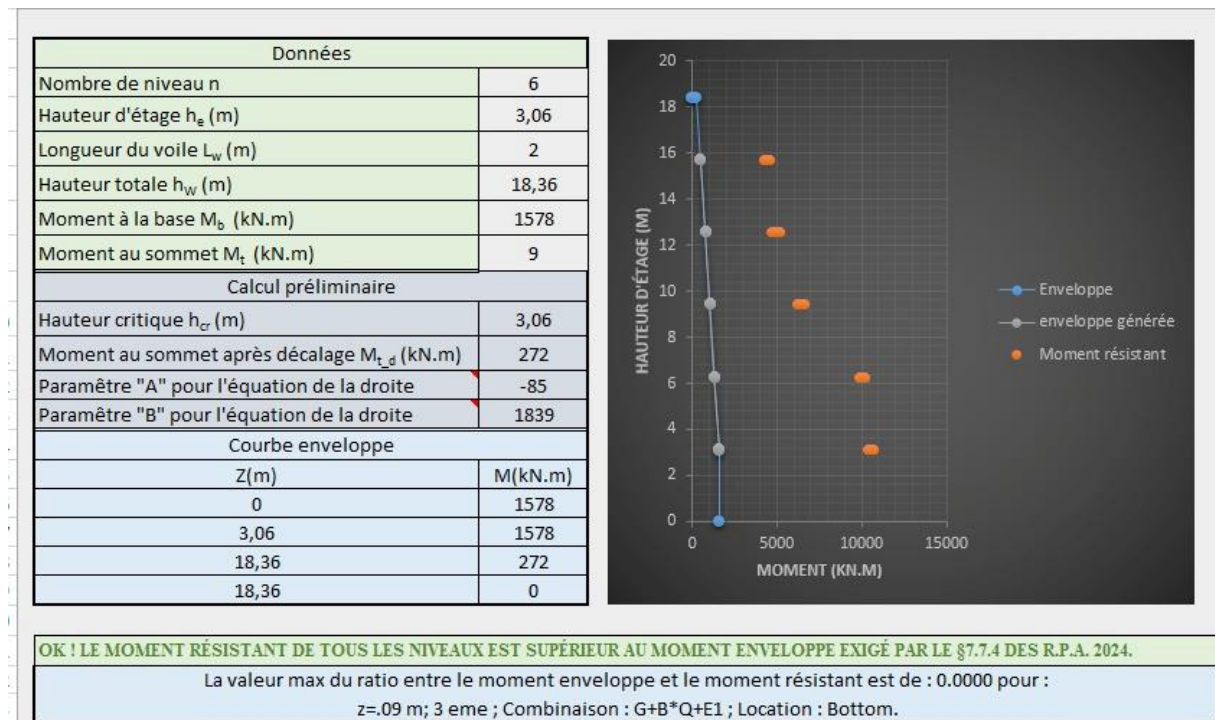


Figure V.5: Enveloppe de calcul pour Les moments

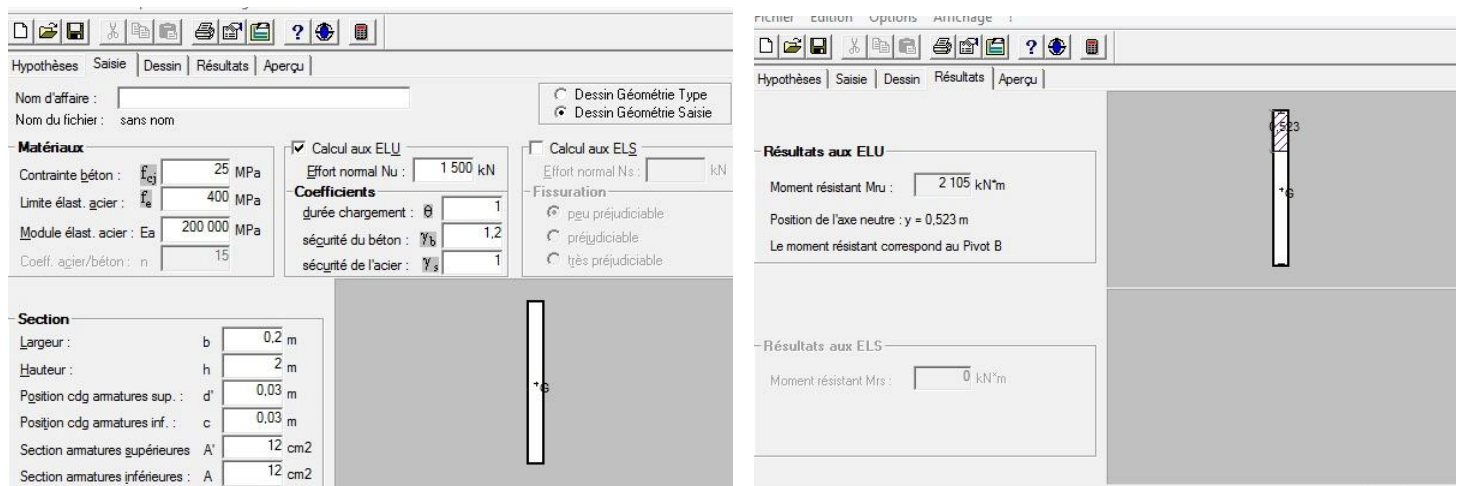


Figure V.6: Calcul de M_{RD} (est la résistance à la flexion de calcul) à l'idea de logiciels Socotec

V.6 Conclusion :

Ce chapitre présente l'analyse et le dimensionnement des éléments porteurs d'un bâtiment (poteaux, poutres et murs voiles) selon les normes CBA93, BAEL91 et RPA2024. Les calculs, réalisés avec ETABS19, ont permis de déterminer les sollicitations critiques et d'optimiser les ferraillements.

- Poteaux : Ferrailés en flexion composée, les sections non armées résistent souvent aux efforts, imposant un ferraillement minimal conforme au RPA2024. Les vérifications de cisaillement et de ductilité sont satisfaites.
- Poutres : Dimensionnées en flexion simple, leurs armatures longitudinales et transversales respectent les critères de résistance (ELU/ELS) et de zones critiques sismiques.
- Murs voiles : Conçus pour résister aux charges verticales et horizontales, leur ferraillement et leur ductilité garantissent une stabilité optimale sous séisme.

Les solutions adoptées assurent sécurité et durabilité, validées par des calculs rigoureux et des normes parasismiques strictes.

CHAPITRE VI :Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

L'infrastructure constitue un élément fondamental d'un bâtiment, puisqu'elle est directement en contact avec le sol de fondation. Elle a pour rôle de transmettre et de répartir les charges de la superstructure vers le sol, tout en limitant les tassements différentiels dans des conditions optimales. Cela garantit ainsi la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

- Fondations superficielles :
 - 1- Semelles isolées.
 - 2- Semelles filantes
 - 3- Radier général.
- Fondations profondes.
- Fondations spéciales.

IV.3 Choix du type de fondation

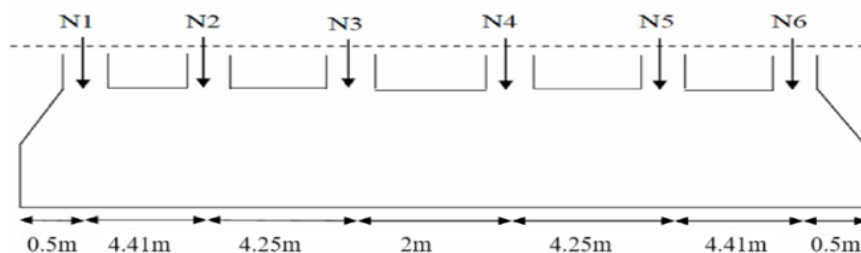
Le choix du type de fondation est influencé par plusieurs critères, tels que :

- La nature de la structure à édifier
- Les propriétés géotechniques du sol
- Les charges à transmettre au terrain
- L'optimisation économique et technique de la solution
- La stabilité générale de l'ouvrage

D'après le rapport géotechnique notre structure est réalisée avec Semelles filantes et avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars. (voir Annexe)

IV.4 Exemple de calcul de la Semelle Filante

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux. (Semelle sur l'axe C)



FigureVI.1: Schéma d'une Semelle filante

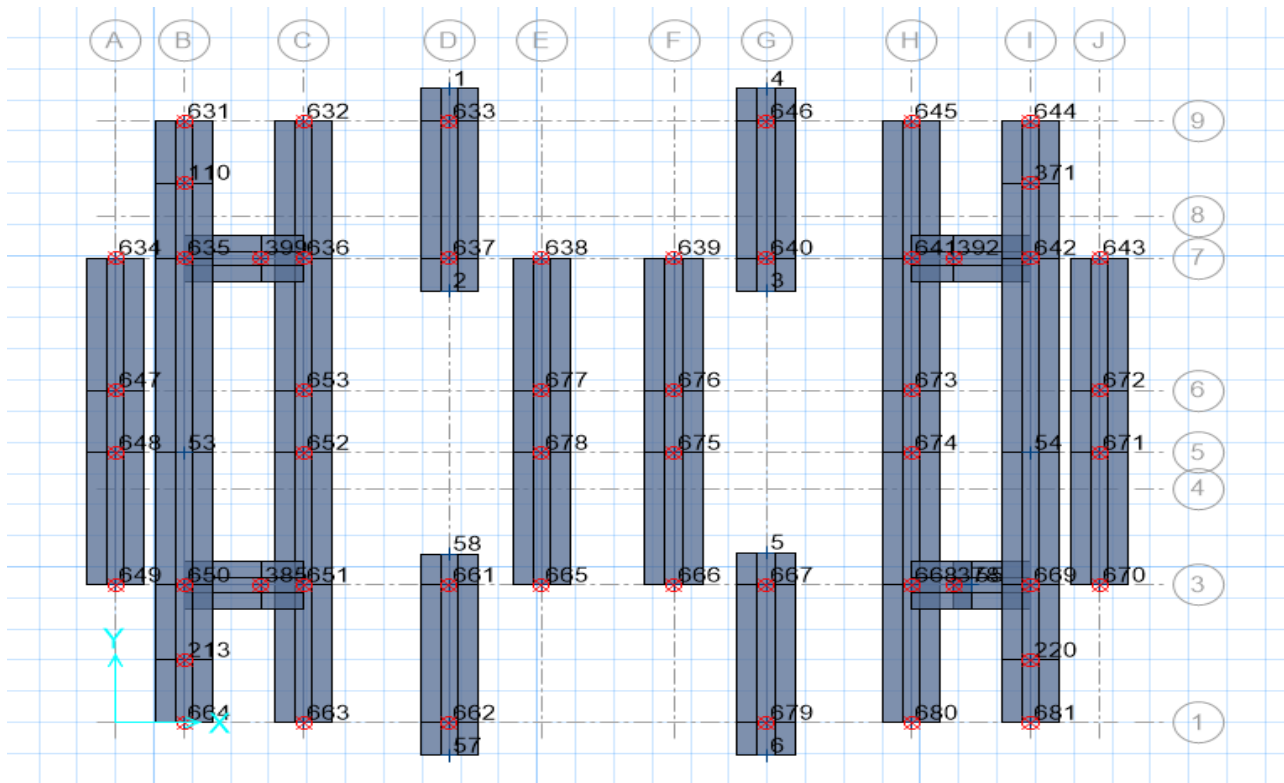


Figure VI.2 : Les différentes semelles sous poteaux

Tableau VI.1 : Récapitulatif des efforts internes M et N

Poteaux	Ns (KN)	Ms (KN)
1	546.537	10.30
2	564.947	13.80
3	1054.529	15.40
4	1054.109	15.23
5	564.146	13.20
6	545.933	10.19

IV.4.1 Prés dimensionnement de la semelle filante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{4330.201}{200} = 21.65m^2$$

$$B \geq \frac{S}{L} = \frac{21.65}{20.32} = 1.06m$$

on prend : B=1.5m

Hauteur totale de la semelle : La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + d'$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{15 - 0.45}{4} = 0.26m$$

$$d = 0.35m$$

d' : enrobage des armatures ; $d' = 5$ cm.

$$h_t = d + d' = 0.35 + 0.05 = 0.4m$$

Tableau VI.2: Dimensions de semelle filante

Semelle	N(KN)	L(m)	B(m)	h(m)
SF3	4330.201	20.32	1.5	1

IV.4.2 Calcul de la largeur élastique :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{K}{EI}}$$

Avec :

K : Coefficient de raideur du sol.

$$K = \bar{\sigma}_{sol} \times B = 0.2 \times 1.5 = 0.3 \text{ MN/m}$$

E : Module d'élasticité du béton (E = 32000 MPa).

I : Moment d'inertie de la semelle.

Section en T :

$$I = \frac{1.5 \times (0.3)^3}{12} + \frac{0.45 \times (1 - 0.7)}{12} = 0.44m^4$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{0.3}{32000 \times 0.44}} = 0.120$$

Si : $L_{max} \geq \frac{\pi}{2} \times l_e$ la fondation filante est étudiée comme poutre sur un sol élastique.

$$L_{max} = 4.25m \geq \frac{\pi}{2} \times 0.120 = 0.188m$$

VI.4.3 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier la condition suivante : $\frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$

Avec : $\sigma_{max} = K \times \Delta_{max}$

$\sigma_{min} = K \times \Delta_{min}$

K : Module de raideur du sol

Δ_{max} : Déplacement maximale (Safe 2016 à ELS)

Δ_{min} : Déplacement minimale (Safe 2016 à ELS)

$$\sigma_{max} = K \times \Delta_{max} = 40 \times 0.0053 = 0.212$$

$$\sigma_{min} = K \times \Delta_{min} = 40 \times 0.0032 = 0.128$$

Donc :

$$\frac{3 \times (0.212) + 0.128}{4} = 0.191 < \bar{\sigma}_{sol} = 0.20 \text{ MPA}$$

Tableau VI-3 : Déplacement de la semelle

TABLE: Nodal Displacements						
Node	Point	OutputCase	CaseType	Ux	Uy	Uz
Text	Text	Text	Text	m	m	m
632	632	G+Q	Combination	-1620377334	157596030	-0.01311
636	636	G+Q	Combination	-1567639178	157596030	-0.011288
651	651	G+Q	Combination	-1442072138	157596030	-0.011297
652	652	G+Q	Combination	-1492896892	157596030	-0.014284
653	653	G+Q	Combination	-1516814423	157596030	-0.014283
663	663	G+Q	Combination	-1389333981	157596030	0.013129

IV.4.2 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé :

B=1.5m ; b=0.45m ; h0=0.7m ; h=1m ; d=0.9m ; h=0.9m ; st=348 MPa ; bc=14.17MPa

ELU : (En Travée) $M_{u(max)} = 959.72 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.95952}{0.45 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.185$$

$\mu_u < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{simple armatures}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.185}) = 0.26$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.63(1 - 0.4 \times 0.26) = 0.81 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{0.959}{0.81 \times 348} = 3.404 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 34.04 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 9T20 + 9T12 = 38.45 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité : [B.A.E.L91] :**

$$A_{st} \geq \left(0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \left(0,23 \times 0,45 \times 0,63 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} > 3,42 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

(En appuis) $M_{u(\max)} = 800,83 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,800}{1,5 \times 0,9^2 \times 14,17} = 0,046$$

$$\mu_u < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{simple armatures}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) = 0,06$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,63(1 - 0,4 \times 0,12) = 0,88 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{0,80083}{0,88 \times 348} = 2,612 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 26,12 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 9\text{T}20 = 28,27 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité : [B.A.E.L91] :**

$$A_{st} \geq \left(0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \left(0,23 \times 0,45 \times 0,63 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$\rightarrow A_{st} > 3,42 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

On prend un diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = 10 \text{ mm} \quad \text{Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : } A_t = 6\text{T}10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

IV.4.3 Etude des longrines

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations et qui permettent en même temps de résister à un effort de traction F :

$$F = \pm \alpha \cdot (A \cdot I \cdot S) \cdot N > 20 \text{ KN}$$

N: valeur moyenne des charges verticales apportées par Les points d'appui solidarises en situation sismique.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donné par : $\alpha = 0.3$ Pour S_2

Donc :

$$F = 0.3. (0.2 \times 2 \times 1.2). 1054.529 > 20KN$$

$$F = 151.85KN > 20KN \dots \dots CV$$

D'après le RPA2024, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :
Pour site S_2 : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

On choisit une section de $S = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

- **Calcul du ferrailage longitudinal**

D'après le RPA2024, la section minimale est de :

$$A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2 \text{ On choisit : } 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul du ferrailage transversal :**

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce. Donc, le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des cadres**

D'après le RPA2024 on a :

$$St \leq \min(15\phi_l, 20\text{cm})$$

$$St \leq \min(15 \times 1.2, 20\text{cm})$$

$$St \leq \min(18, 20\text{cm})$$

On prend : $St = 15\text{cm}$

IV.5 Conclusion

Ce chapitre a traité des fondations, éléments clés chargés de transmettre les charges de la superstructure au sol. Des semelles filantes ont été choisies en fonction des caractéristiques géotechniques du sol (taux de travail admissible de 2 bars) et des charges appliquées. Le prédimensionnement et le calcul des semelles ont été effectués conformément aux normes BAEL91, avec une vérification rigoureuse des contraintes et des déplacements. Le ferrailage, calculé en flexion simple, a été optimisé pour résister aux moments en travée et aux appuis, tout en respectant les critères de non-fragilité. Les armatures transversales ont également été dimensionnées selon les exigences réglementaires. Les solutions techniques retenues garantissent la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, y compris sous sollicitations sismiques. Les calculs ont confirmé que les dimensions et les ferrailages adoptés répondent aux normes et aux sollicitations mécaniques prévues.

CHAPITRE VII: Etude managériale

VII.1 Introduction

La construction des bâtiments à travers le monde a connu une croissance rapide et demeure l'une des principales préoccupations de l'humanité, particulièrement après la Seconde Guerre mondiale.

L'explosion démographique, l'urbanisation accélérée et la rareté des terrains ont été des facteurs déterminants, poussant les décideurs à opter pour des constructions en hauteur afin de pallier le manque d'espace et de répondre aux besoins en logements et en espaces de travail. L'Algérie axe sa politique du BTP sur la réduction du déficit en logements et la modernisation des infrastructures via des programmes étatiques ((AADL, LSL, LSP) et des villes nouvelles. Le pays encourage les partenariats public-privé et renforce les normes de construction (antisismique, efficacité énergétique), tout en développant une industrie locale des matériaux (ciment, acier). Malgré ces efforts, les retards de chantiers, la bureaucratie et les importations massives restent des défis majeurs.

En Algérie, on retrouve plusieurs organismes et entreprises spécialisées dans ce secteur :

❖ Publiques :

- **ENPI** (Entreprise Nationale de la Promotion Immobilière).
- **OPGI** (Offices de Promotion et de Gestion Immobilières).
- **AADL** (Agence Nationale de l'Amélioration et du Développement du Logement)
Programme de logements sociaux
- **GCB** (la société Nationale de Génie Civil et Bâtiment).
- **Agence Foncière** (entité publique impliquée dans la gestion et la régulation foncières)

❖ Privées :

- **Groupe Hasnaoui** (Projets immobiliers, centres commerciaux, et complexes industriels)
- **Groupe Condor** (Construction de logements et bâtiments publics)
- **Groupe Benhamadi** (BCB – Benhamadi Construction et Bâtiment)
- **Groupe Benosman** (BHT – Benosman Construction et Bâtiment)

❖ Etrangères :

- **China State Construction Engineering Corporation (CSCEC)** – Grands projets d'infrastructure
- **Orascom Construction** (Égypte) – Bâtiments et travaux publics
- **Türkerler** (Turquie) – Bâtiments et infrastructures
- **Bouygues Construction** (France) – Partenaire dans certains grands projets

VII.2 Présentation de projet

Un projet est un processus organisé, avec un début et une fin précise, visant un objectif tout en respectant des contraintes de délais, de coûts et de ressources. Dans le BTP, bien définir un projet de construction est crucial pour éviter les erreurs, optimiser les ressources, respecter les normes et assurer une bonne coordination entre les acteurs. Une planification rigoureuse permet ainsi de limiter les retards, les surcoûts et les défauts techniques.

Notre étude concerne la réalisation d'un immeuble R+5 à usage mixte (habitat/commerce), implanté sur un terrain d'une superficie de 543,79 m² dans la commune de Maghnia (wilaya de Tlemcen), à proximité immédiate de la gare routière. Le projet se compose de trois blocs distincts séparés par des joints parasismiques, offrant une capacité totale de 116 logements répartis entre 100 logements sociaux (LPA) et 16 logements promotionnels (LP) de type F3, distribués sur cinq niveaux. Le rez-de-chaussée est consacré à l'activité commerciale avec six locaux polyvalents cette opération immobilière répond ainsi aux besoins en logement, économique local par son implantation stratégique et sa mixité fonctionnelle.

Dans notre cas Nous sommes en charge de l'étude du bloc B2, qui se compose des éléments suivants :

Rez-de-chaussée (RDC) : Usage commercial

❖ 4 locaux commerciaux :

- Local 01 : Surface = 35,44 m²
- Local 02 : Surface = 38,80 m²
- Local 03 : Surface = 38,78 m²
- Local 04 : Surface = 35,45 m²

❖ Étages 1 à 5 : Usage d'habitation

- 4 logements par niveau (sauf RDC, qui en compte 2).

Type de logement : F3 Surface habitable : 69,14 m² par logement.

VII.3 Cycle de vie d'un projet de construction

Le processus de gestion d'un projet suit une méthodologie structurée en quatre phases principales. **La Définition** établit les bases du projet à travers ses objectifs, spécifications techniques, tâches opérationnelles et répartition des responsabilités. Vient ensuite **la Planification**, qui formalise les calendriers d'intervention, budgets alloués, ressources nécessaires, gestion des risques et affectation des équipes. **La phase d'Exécution** assure le pilotage opérationnel via le suivi de l'avancement, la gestion des modifications, le contrôle qualité et les prévisions ajustées. Enfin, **la Clôture** garantit une finalisation organisée avec la formation des utilisateurs, l'archivage des documents, la libération des ressources matérielles et humaines, ainsi qu'un bilan critique incluant les retours d'expérience.

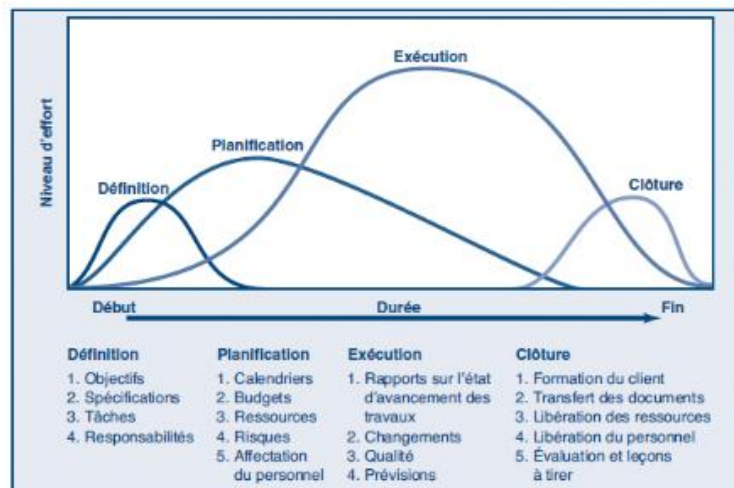


Figure VII.1 : Cycle de vie d'un projet [1]

VII.4 Les acteurs de notre projet

- **Le maître de l'ouvrage** Le commanditaire du projet c'est AGENCE FONCIERE DE LA WILAYA DE TLEMEN, qui définit le cahier des charges et par conséquent les besoins, le budget, le calendrier prévisionnel ainsi que les objectifs à atteindre.
- **Le maître d'œuvre et Architectes** : La mission de la maîtrise d'œuvre est faite par BET Moussaoui . Ils ont rédigé le Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP), assuré le suivi de l'exécution des travaux et servi d'intermédiaire entre le client et les entreprises en charge des travaux.
- **Entreprise** : BENDIAB YUCEF Entreprise Référente du BTP depuis 1997 Avec 28 ans d'expérience certifiée dans le secteur de la construction, une entreprise dispose des capacités techniques et organisationnelles requises pour la réalisation de projets complexes dans le domaine des gros œuvres .
- **Organisme de contrôle (CTC – TLEMEN)** est un organisme agréé chargé de vérifier la conformité et la qualité des constructions, notamment en contrôlant la stabilité et la durabilité des ouvrages. Il examine la solidité des fondations – critère déterminant pour la stabilité globale – ainsi que l'ossature et l'enveloppe du bâtiment (clos et couvert). Son expertise permet d'anticiper les risques techniques et de prévenir les désordres constructifs, assurant ainsi des réalisations conformes aux normes et garantissant la sécurité des usagers.
- **LABO GÉOTECHNIQUE ET BETON** : est un laboratoire privé proposant des essais de sols et de matériaux, ainsi que des conseils techniques. Il accompagne les particuliers, les entreprises et les institutions publiques et privées dans leurs projets de construction, en fournissant des données scientifiques et techniques essentielles en géotechnique et en génie civil.

- **Société Nationale d'Assurance (SAA)** : L'assurance est un contrat par lequel un assureur s'engage à verser une indemnisation, le plus souvent financière, en cas de réalisation d'un risque imprévisible. Ce service peut bénéficier à un particulier, une entreprise ou une organisation, moyennant le paiement d'une cotisation ou prime. Plus largement, le terme désigne également le secteur d'activité consacré à la création, la gestion et la vente de ces garanties .

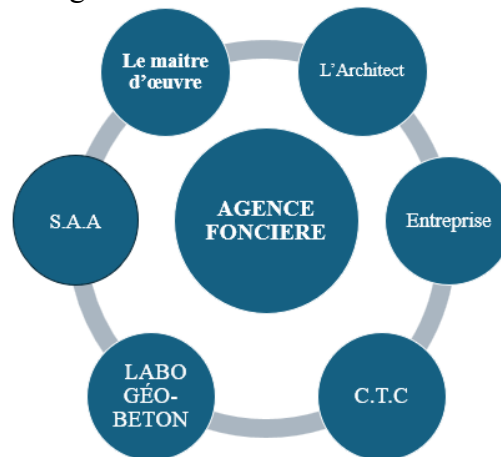


Figure VII.2 : Les acteurs de notre projet

VII.5 Planification de notre projet

Pour les besoins de notre Projet de Fin d'Étude (PFE), nous avons défini deux objectifs principaux : l'estimation du délai et l'évaluation du coût. Pour y parvenir, nous disposons de plusieurs outils à utiliser :



Figure VII.3 : Planification de notre projet

1- Works breakdown structure (WBS):

La Structure de Découpage du Projet (SDP), ou Work Breakdown Structure (WBS) en anglais, est une arborescence hiérarchique organisée autour des livrables, détaillant l'ensemble des tâches à réaliser par l'équipe projet. Représentée visuellement, elle segmente le projet en niveaux de granularité croissante, permettant ainsi une planification précise et un suivi efficace. (voir Annexe)

2- La matrice des priorités (MPP) :

Dans la planification d'un projet, trois contraintes majeures doivent être évaluées et équilibrées : la qualité, le coût et le délai.

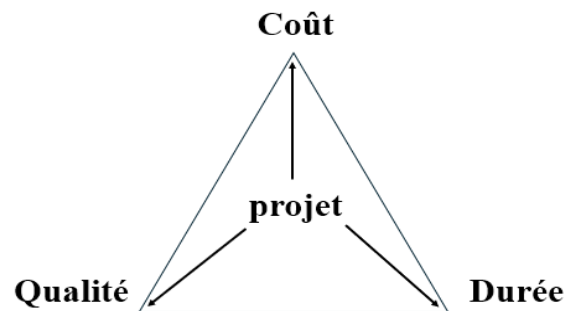


Figure VII-4: Les priorités du projet (PP)

Notre étude a considéré la performance du projet comme une contrainte immuable, tout en cherchant à optimiser le coût et le délai.

Tableau VII-1 : Matrice de priorité de notre cas.

	Délai	Coût	Performance
Contraindre			
Améliorer			
Accepter			

3- Matrice des responsabilités (RACI)

La matrice RACI est un outil de gestion clarifiant les rôles et responsabilités au sein d'un projet, d'un service ou d'une entreprise. L'acronyme RACI se décompose ainsi :

- R : (Responsable) : Personne qui exécute la tâche.
- A : (Autorité/Approbateur) : Décideur ayant le pouvoir de validation (souvent hiérarchique).
- C : (Consulté) : Expert ou partie prenante consultée pour avis (sans pouvoir de décision).
- I : (Informé) : Individus tenus informés des progrès ou résultats, sans participation active.

Tableau VII-2 : La Matrice RACI.

Activités	Rôle			
	Maitre d'ouvrage	Maitre d'œuvre	Chef de Projet Etp	CTC
Installation du chantier	A	C	R	I
Terrassement	A	C	R	C
Infrastructure	A	C	R	C
Superstructure	A	C	R	C
Corps d'état Secondaire	A	I	R	C
Clôture	A	I	R	I

4- Organisationnels breakdown structure (OBS):

C'est un schéma qui répartit les responsabilités de chaque membre de l'équipe pour les différentes tâches d'un projet :

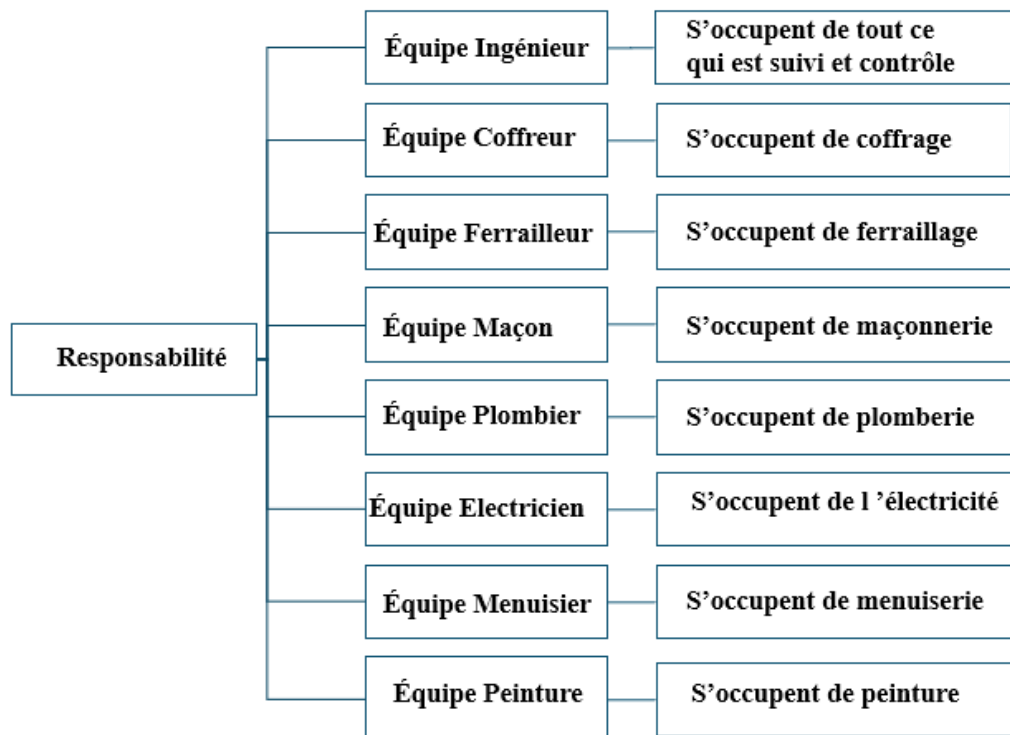


Figure VII-5: Exemple d'Organisationnel Breakdown Structure (OBS).

5- Management des délais

❖ Diagramme de Gantt:

Le diagramme de Gantt est un outil largement utilisé en gestion de projet pour représenter visuellement l'avancement des différentes tâches d'un projet. Il offre une vue d'ensemble permettant d'identifier rapidement :

- Les tâches à réaliser .
- Les dates de début et de fin prévues pour chaque activité .
- La durée estimée de chaque tâche .
- Les éventuels chevauchements entre les tâches et leur durée .
- Les dates de démarrage et d'achèvement globales du projet .

Ce diagramme est simple à concevoir, notamment à l'aide d'un tableur ou d'outils dédiés comme Microsoft Project (MS Project).

- ❖ Microsoft Project est un logiciel de gestion de projet développé par Microsoft. Il aide les chefs de projet à planifier et suivre les activités, gérer les ressources et les budgets, ainsi qu'à analyser et partager les données du projet de manière efficace.
- ❖ La notion de tâche : Dans un projet, les tâches sont exécutées selon un ordre précis. Il est fréquent qu'une tâche doive être terminée avant que la suivante puisse commencer. Ces deux tâches sont alors liées par une relation de type fin à début, ce qui implique :
 - La seconde tâche s'effectue après la première : on parle de séquence.
 - La seconde tâche ne peut être réalisée qu'une fois la première achevée : on parle d'interdépendance.

Dans Microsoft Project, la première tâche est appelée prédécesseur, car elle précède les tâches qui en dépendent. La seconde est appelée successeur, car elle suit les tâches dont elle dépend.

Microsoft Project propose quatre types de relations entre les tâches :

1. Fin à début (FD) : La tâche dépendante (B) ne peut démarrer que si la tâche antérieure (A) est terminée.
2. Début à début (DD) : La tâche dépendante (B) ne peut commencer que si la tâche antérieure (A) a débuté.
3. Fin à fin (FF) : La tâche dépendante (B) ne peut s'achever que si la tâche antérieure (A) est terminée.
4. Début à fin (DF) : La tâche dépendante (B) ne peut se terminer que si la tâche antérieure (A) a commencé.

❖ **Nombre des effectifs :**

Groupe coffreur : 5 personnes

Groupe ferrailleur : 6 personnes

Groupe maçon : 8 personnes

Manœuvre : 20 personnes

Groupe de peinture : 8 personnes

Groupes électriques : 4 personnes

Groupe menuisier : 3 personnes

Groupe Plomberie : 3 personnes

Nous avons affecté les durées aux différentes tâches en utilisant un outil de management : un Brainstorming toutes les informations des tâches avec leur durée sur logiciel MS Project on obtient les résultats suivants : **(voir Annexe)**

- La durée du projet est de 202 jours de travail.
- La durée du projet en mois est d'environ 6 mois et 22 jours
- Le début du projet est prévu le : 24/12/2024
- La fin du projet est prévue le : 17/07/2025

6- Management des Coût

❖ **Coût estimatif des travaux de réalisation :**

Parmi les étapes clés de la gestion de projet, **l'estimation des coûts** constitue l'une des phases **les plus cruciales et les plus complexes**. Elle exige une **grande rigueur** et une **approche exhaustive** afin de fournir un **budget précis, fiable et adapté** aux besoins du projet. L'objectif est de **prévoir l'ensemble des dépenses**, depuis le démarrage jusqu'à la finalisation du projet. Cette étape **nécessite une collaboration étroite** avec toutes les parties prenantes, dont l'expertise permet d'affiner les prévisions et de minimiser les risques de dépassement budgétaire.

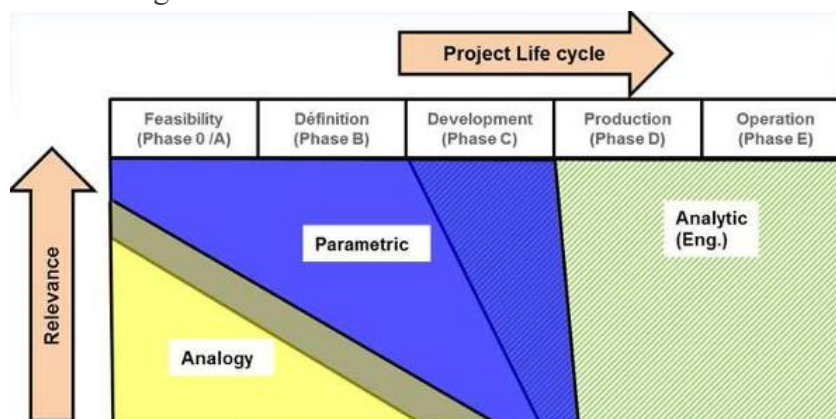


Figure VII-6 : Les modèles d'estimation des coûts. [2]

Il existe plusieurs méthodes d'estimation de coûts :

❖ Détermination de coût par estimation paramétrique

L'estimation a été prise à partir des informations données par des intervenants dans le secteur de bâtiment, qui ont des prix de marché actuel. Nous avons constaté que le coût de réalisation par un mètre carré varie entre 47 000.00 DA et 62 000.00 DA, dépend de la qualité de logement (Promotionnel, LPP, LPA...), étant donné que notre projet rentre dans le cadre des logements LPA le coût de réalisation sera représenté comme suit :

Tableau VII-3: Coût estimatif des travaux de réalisation

Etages	Prix de 1m ² (DA)	Surfaces (m ²)	Prix par étage (DA) (TTC)
Habitation	47 000.00	69.14 ×(22) =1521.08	77 924 928.04
Commerce	61 000.00	35.44+38.80+38.78+35.45 =148.47	10 777 437.3
Estimation globale des travaux (TTC)	88 702 365.34 DA		

Remarque :

Le montant de 88 702 365,34 DA inclut à la fois le prix du terrain et la prestation d'étude.

❖ Détermination de coût par Estimation par analogie

La méthode analogique repose sur l'extrapolation de cas similaires (appelés cas sources) pour traiter un cas nouveau (dit cas cible). Les cas sources sont sélectionnés à partir d'une base de données historique de projets. Bien que la structure du cas cible puisse différer significativement de celle des cas sources, cette approche permet d'obtenir une estimation préliminaire. Cependant, le résultat nécessite une interprétation rigoureuse par un expert expérimenté pour en assurer la pertinence.

Le projet couvre une surface totale de **1920,01 m²**, répartie en trois blocs :

- le bloc A avec 832,90 m² .
- le bloc B (actuellement à l'étude) avec 543,80 m² .
- le bloc C avec 543,31 m².

Le coût total du projet s'élève à **240 758 676,80 DA**. En utilisant une méthode de calcul par analogie, on peut estimer le coût du bloc B. Ainsi, pour une surface de 543,80 m², le coût approximatif serait de **68 197 171,40 DA**, en se basant sur la proportion entre la surface totale et le coût global.

❖ Détermination de coût par Estimation analytique

Cette méthode permet d'estimer le coût d'un projet en décomposant le travail à réaliser en tâches élémentaires. Considérée comme la plus ancienne, la plus classique et la plus répandue des approches rationnelles d'évaluation des coûts, elle exige une connaissance précise de la structure du produit ainsi qu'un descriptif détaillé des travaux (WBS). Bien que sa mise en œuvre soit longue et donc coûteuse, elle reste la méthode la plus fiable.

7- Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat (PDCS)

Le PDCS (Project Definition Rating Scale), développé par le Construction Industry Institute (CII), est un outil informatique (souvent utilisé sous Excel) destiné à optimiser la gestion de projets, notamment dans le secteur de la construction. Financé par des membres contributeurs (environ 100, investissant 40 000 \$/an), il vise à maximiser la satisfaction des propriétaires en considérant leurs priorités (coût, délais, confidentialité, etc.) et en appliquant une approche structurée en 4 phases : **Planifier, Réaliser, Vérifier, Agir (PDCA)**.

Dans le PDCS, il existe 12 stratégies disponibles pour l'élaboration de projets et les contrats.

La procédure de ce système regroupe dans trois(03) grandes parties :

- Choix des 3 meilleures alternatives (score/20 basé sur les objectifs).
- Application d'une compensation par défaut pour chaque option.
- Décision finale via un système de compensation optimisé.

D'après les besoins du propriétaire, on va définir les facteurs importants dans ce projet et leurs scores. (Facteurs tirés de l'industrie). [3]

4. Propriétaire exige des cas de figure de coût très tôt pour faciliter le planning du financement.
8. Acquisition très tôt des équipement et/ou du matériaux est critique pour le succès du projet.
9. Un niveau de changement au-dessus de la normal est anticipé dans l'exécution du projet.
12. Conditions locales sur site sont favorables à l'exécution du projet.
13. Le propriétaire veut un degré très élevé de control et d'influence sur l'exécution du projet.
19. Le propriétaire préfère minimiser le nombre d'intervenants dans le projet.

Table A-1: Compute Preference Weights				Table A-2: Compute Aggregate Scores									
Factor Action Statement	Preference Rank	Preference Scores	Normalized Preference Weight	PDCS Relative Rank	PDCS Alternatives	Factor →	4	8	9	12	13	19	Aggregate Score
4. Facilitate early cost estimates	1	10	0,03			Preference Weight →	0,03	0,27	0,05	0,19	0,22	0,24	
8. Promote early procurement	2	100	0,27	10	PDCS 01	Predetermined Effectiveness Values (Table EV-1)	0	0	100	0	90	70	41,89
9. Ease change incorporation	6	20	0,05	3	PDCS 02		20	90	80	50	100	60	74,86
12. Capitalize on familiar project conditions	3	70	0,19	11	PDCS 03		10	0	100	0	70	50	32,97
13. Maximize Owner's controlling role	4	80	0,22	12	PDCS 04		10	0	100	0	80	40	32,70
19. Minimize number of contracted parties	5	90	0,24	7	PDCS 05		20	90	70	40	80	40	63,24
		370		2	PDCS 06		70	100	60	70	60	70	75,41
				5	PDCS 07		90	100	10	100	10	90	72,97
				6	PDCS 08		80	100	0	90	20	80	70,00
				8	PDCS 09		20	80	20	80	90	0	57,84
				9	PDCS 10		0	50	40	10	50	80	47,84
				5	PDCS 11		100	100	0	100	0	100	72,97
				1	PDCS 12		60	100	70	70	100	70	84,32

Figure VIII.7 : Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat (PDCS). [3]

Le résultat de travail élaboré est représenté comme suit :

Tableau VII-4: Types de contrat de notre projet

PDCS Relative	PDCS Alternatives	Types de contrat
1	PDCS 12	Fast Track
2	PDCS 06	Management de construction à risque
3	PDCS 02	Traditionnel avec acquisition plus tôt.

Le système convenable à notre projet est **PDCS 12 (Fast Track)** :

- Chevauchement entre les phases de conception et de construction.
- Acquisition commence pendant la conception.
- Propriétaire signe des contrats séparément avec le BET et l'entrepreneur.

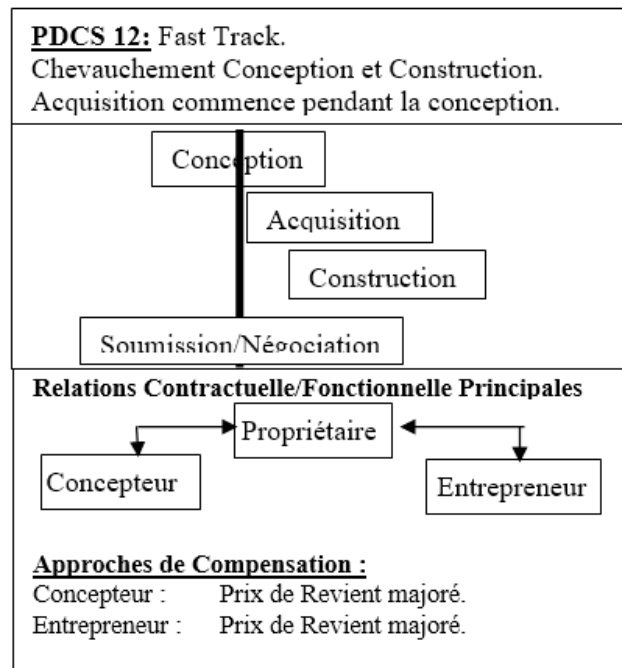


Figure VIII.8 : Diagramme d'élaboration de projet et Stratégies de Contrats. [3]

VI.6 Conclusion

Ce chapitre présente une méthodologie rigoureuse pour la planification et le suivi du projet, articulée autour de l'outil MS Project. L'analyse a permis d'établir une estimation budgétaire précise (68 millions DA pour le bloc B) et un calendrier optimisé sur 202 jours, offrant ainsi un cadre opérationnel efficace pour la maîtrise des délais et des ressources. L'approche adoptée intègre une évaluation approfondie des contraintes techniques et environnementales, mettant en lumière les principaux risques potentiels (retards, dépassements de coûts, etc.) et proposant des mesures préventives adaptées. La combinaison des outils de gestion (WBS, matrice RACI) avec la stratégie contractuelle Fast Track (PDCS 12) illustre comment une démarche intégrée permet d'optimiser l'efficacité opérationnelle tout en minimisant les incertitudes inhérentes à un projet de construction de cette envergure. Cette étude démontre ainsi l'importance d'une planification structurée et proactive pour garantir la réussite du projet dans un contexte complexe.

Annexe A

LABORATOIRE DE BÉTON, ETUDE DES MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION, & EXPERTISE

LABO GETECHNIQUE ET BETON

Le gérant : Belgacem


CONTACTEZ-NOUS

☎ 0671 63 33 58

✉ charpentehelgi@gmail.com

📍 * Local N° 85 Cite 204 logt - ~~Rebat~~ / AIN TEMOUCHENT

République algérienne
démocratique et
populaire

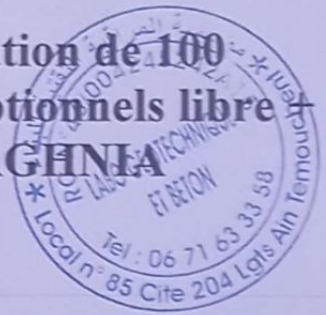


Client : Agence de gestion et de régulation foncières urbaines de Tlemcen.

Référence commande : N°683/2024 du 07/08/2024.

PROJET :

Etude géotechnique pour la réalisation de 100 logements LPA + 16 logements promotionnels libre + 06 Locaux commerciaux à MAGHNEA (W.TLEMCCEN)



I) INTRODUCTION

Suite à la lettre de commande N° 000683/2024 du 07/08/2024, émanant de l'agence des gestion et de régulation foncière urbaines de la wilaya de Tlemcen, relative à une étude géotechnique, au niveau d'un site devant servir d'assiette à la construction de 100 logements LPA + 16 logements promotionnels libre + 06 Locaux commerciaux à MAGHNIA, W DE TLEMCEN. Le laboratoire géotechnique et béton a été sollicité pour l'exécution de l'étude en question, ainsi que réalisation d'une campagne d'investigation in-situ et en laboratoire.

Dans ce rapport, nous exposerons, la description et les conditions géologiques du terrain, les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in-situ, les résultats des essais de laboratoire leur interprétation, ainsi que les résultats de l'étude et les recommandations nécessaires à la faisabilité du projet.

Le projet en question comporte la réalisation de 05 blocs (en R+5), ils seront construits en système auto-stable poteau-poutre en béton armé.

II) SITUATION, DONNEES TOPOGRAPHIQUES, ET GÉOMORPHOLOGIQUES, DONNÉES GEOLOGIQUES,

II.1) SITUATION, DONNEES TOPOGRAPHIQUES ET GÉOMORPHOLOGIQUES

Le site objet de la présente étude est situé au dans la commune de MAGHNIA, qui se trouve à l'Ouest de la ville de Maghnia Wilaya de TLEMCEN:

Latitude : 34°50'38.00"N; Longitude : 1°46'31.48"O.

Du point de vue géomorphologique, le terrain est plat, sans aucun risque de stabilité des pentes.



Emplacement de terrain.

Cette étude géotechnique dans le cadre de la réalisation de 100 logements LPA + 16 logements promotionnels + 06 Locaux commerciaux à MAGHNIA, W de TLEMCEM, a permis de préciser la nature géologique en place de déterminer les caractéristiques géotechniques des formations naturelles le constituant.

Sur la base des résultats fournis par cette investigation géotechnique, nous avons recommandé un mode de fondations en fonction de la nature géologique et géotechnique des formations rencontrées.

Des précautions relatives à la stabilité du site ont par ailleurs été recommandées.

Il ya lieu de protéger les fondations contre toutes arrivées d'eaux.

Les données contenues dans ce rapport permettront au Bureau d'Études d'adopter les dispositions constructives adéquates au projet à réaliser.

D'un autre côté, Le Laboratoire conseille au client de lui faire part de tout élément nouveau (remblai, cavités, hétérogénéité localisée, etc.) découvert en cours des travaux et n'ayant pu être décelé lors de la présente étude, afin de lui permettre de reconsidérer éventuellement ses conclusions et de les réadapter aux nouvelles données du terrain.

D'une manière générale, il y'a lieu de veiller à la stabilité ainsi qu'à la sécurité des futures constructions, en prenant toutes les précautions qui s'imposent.

Le laboratoire préconise une capacité portante moyenne de **2.00 bars**, tenant des changements physiques ou mécaniques qui peuvent survenir.

D'après les caractéristiques géotechniques du sol et le type de structure, nous préconisons des fondations superficielles.

La profondeur d'ancrage conseillée est **1,50m** après décapage de tout remblai ou de TV.

LE GERANT DE LABORATOIRE

Le Gérant de Laboratoire
BELGACEM
N°: R/0527/0344/2022/01

مؤسسة المراقبة والتقنية
004245212A15
LABO GEOTECHNIQUE
ET BETON
Local n° 85
Tel: 06 71 63 33 58
Site 204 Lgts Maghnia

Annexe B

Annexe C

Bloc C (RDC + 5 Étage)

1. Installation du chantier

- 1.1 Création de l'accès
- 1.2 Clôture du chantier
- 1.3 Baraque de chantier
- 1.4 Travaux de cloisonnement et d'éclairage

2. Terrassement

- 2.1 Décapage de la terre végétale
- 2.2 Nivellement
- 2.3 Fouille de semelle
- 2.4 Creusement des regards

3. Infrastructure

- 3.1 Réception du sol
- 3.2 Bétonnage BP
- 3.3 Ferrailage
- 3.4 Coulage
- 3.5 Decoffrage
- 3.6 Assainissement
- 3.7 Remblais(compactage)
- 3.8 plate forme

4. Superstructure

- 4.1 RDC & Étages
 - 4.1.1 Poteaux et Voile (RDC)
 - 4.1.1.1 Ferrailage P et V (RDC)
 - 4.1.1.1.1 Coffrage P et V (RDC)
 - 4.1.1.1.1.1 Coulage Béton P et V (RDC)
 - 4.1.1.1.1.1.1 Decoffrage Béton P et V (RDC)
- 4.2 Plancher et Escalier (RDC)
 - 4.2.1 Ferrailage PP ,CH ,Poutrelles ,Escalier
 - 4.2.1.1 Coffrage PP ,CH ,Poutrelles ,Escalier
 - 4.2.1.1.1 Pose de l'hourdis
 - 4.2.1.1.1.1 Coulage PP ,CH ,Poutrelles ,Escalier
 - 4.2.1.1.1.1.1 Decoffrage PP ,CH ,Poutrelles ,Escalier
- 4.3 Terrasse inaccessible
 - 4.3.1 Poteaux et Voile (Terrasse)
 - 4.3.2 Ferrailage P et V (Terrasse)
 - 4.3.2.1 Coffrage P et V (Terrasse)
 - 4.3.2.1.1 Coulage Béton P et V (Terrasse)
 - 4.3.2.1.1.1 Decoffrage Béton P et V (Terrasse)
- 4.4 Plancher
 - 4.4.1 Ferrailage PP ,CH
 - 4.4.1.1 Coffrage PP ,CH
 - 4.4.1.1.1 Coulage PP ,CH
 - 4.4.1.1.1.1 Decoffrage PP ,CH

5. Corps d'état Secondaire

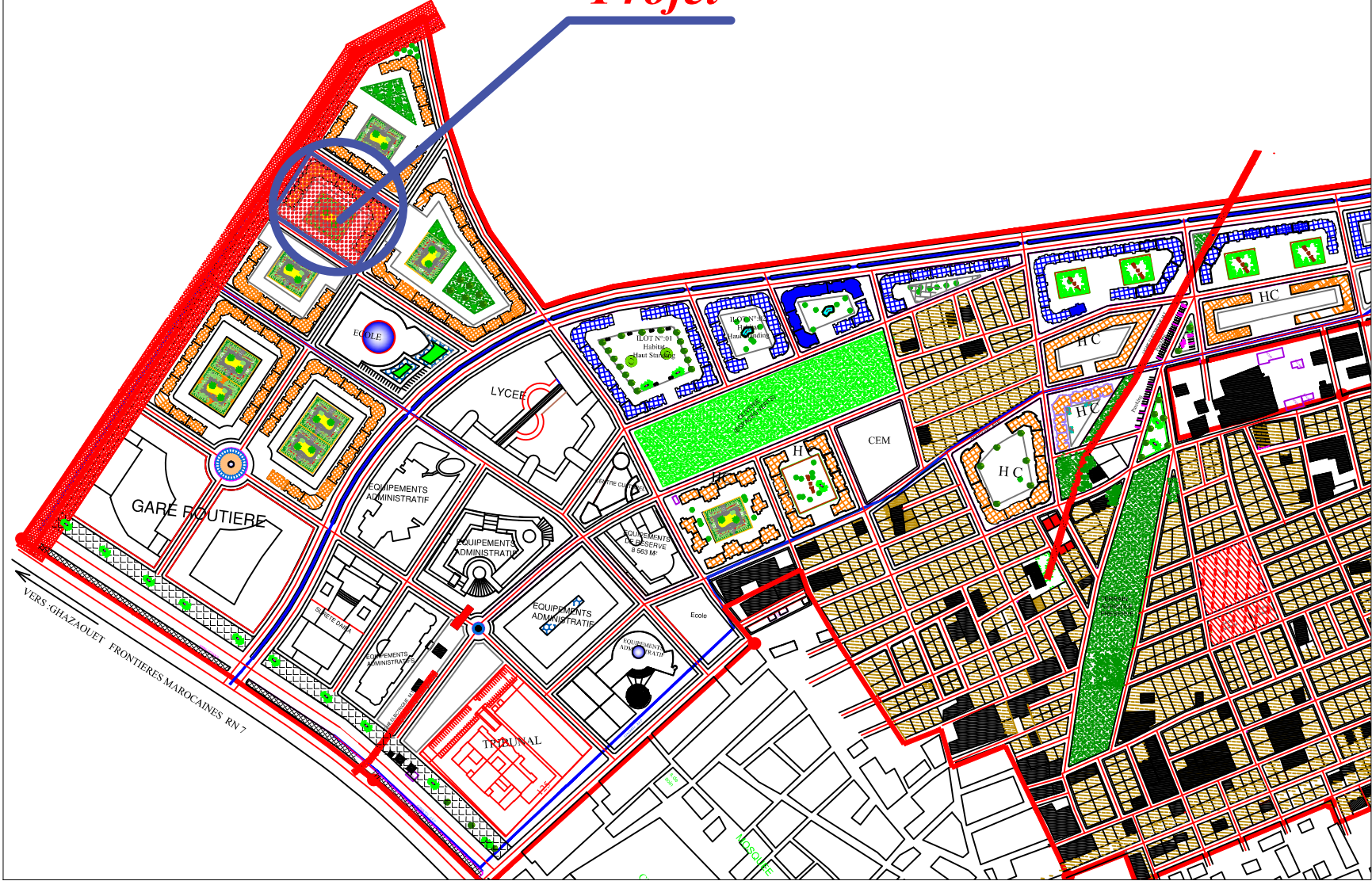
- 5.1 Maçonneries
 - 5.1.1 Revêtements Sol
 - 5.1.2 Revêtements Murs intérieurs
 - 5.1.3 Revêtements Murs extérieur
- 5.2 Menuiseries
 - 5.2.1 Pose de Menuiseries en bois et métallique
- 5.3 Plomberie
- 5.4 Électricité
- 5.5 Peintures

6. Clôture

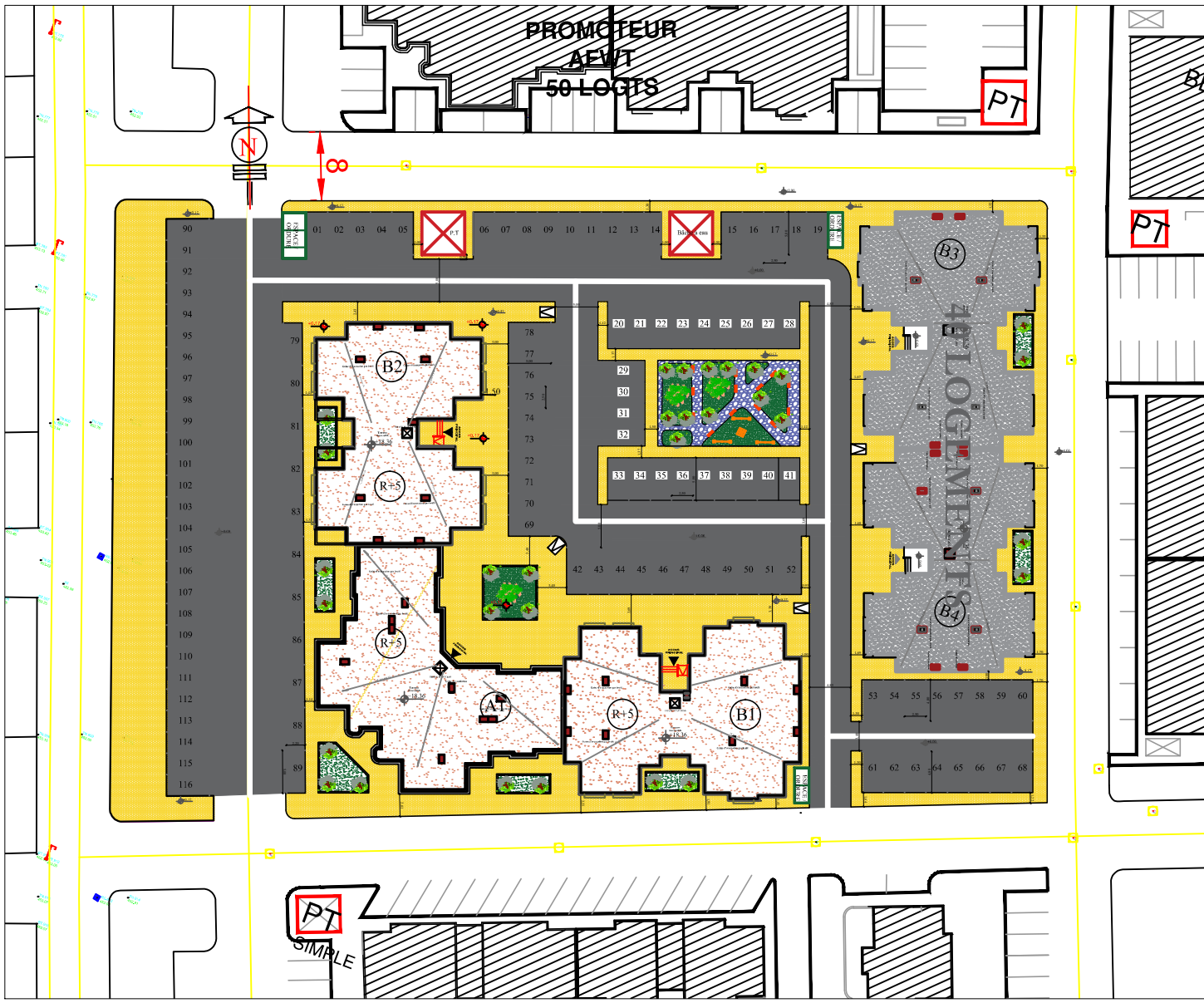
- 6.1 Nettoyage
- 6.2 Réception provisoire
- 6.3 Repliement de chantier

Annexe D

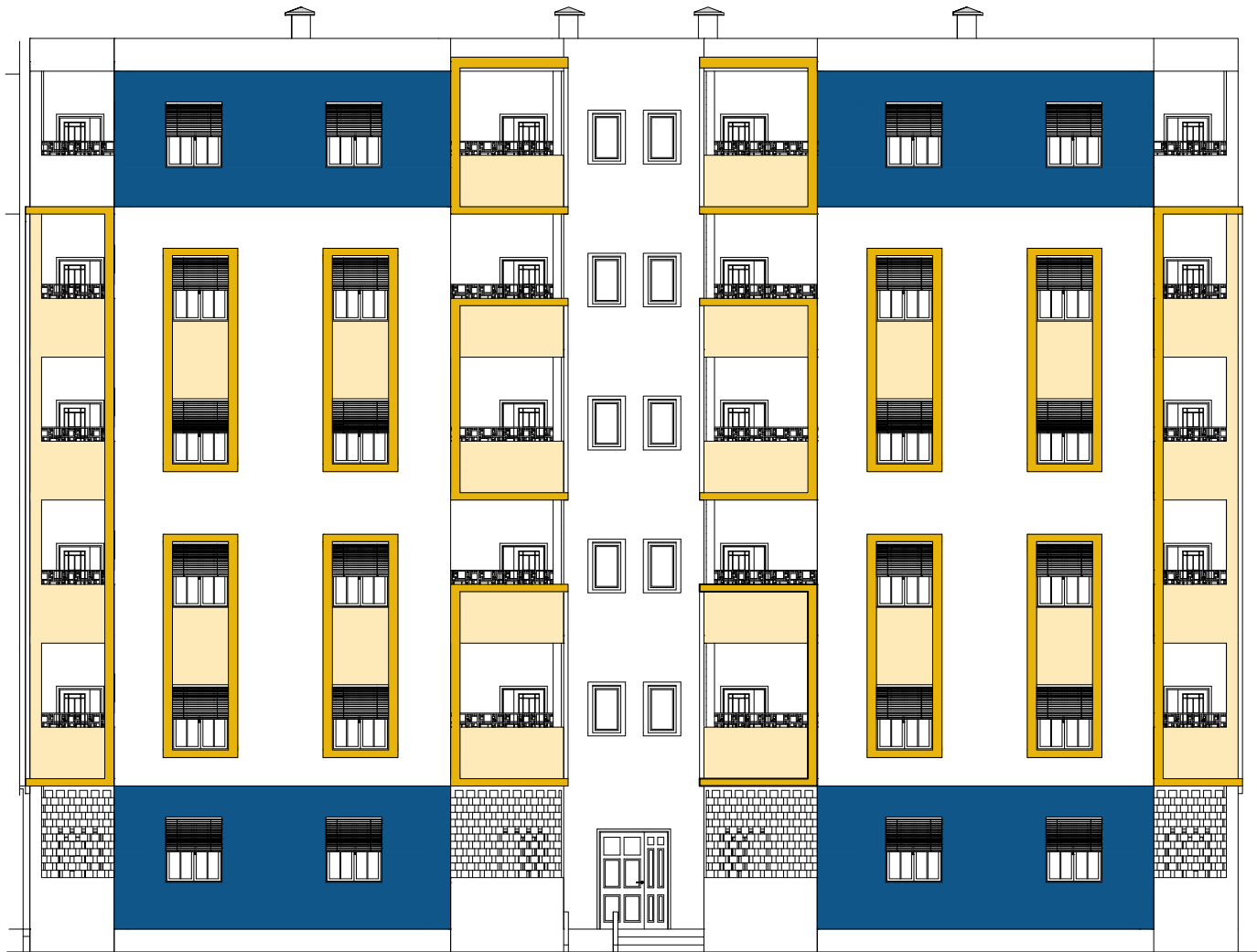
Projet



PLAN DE SITUATION



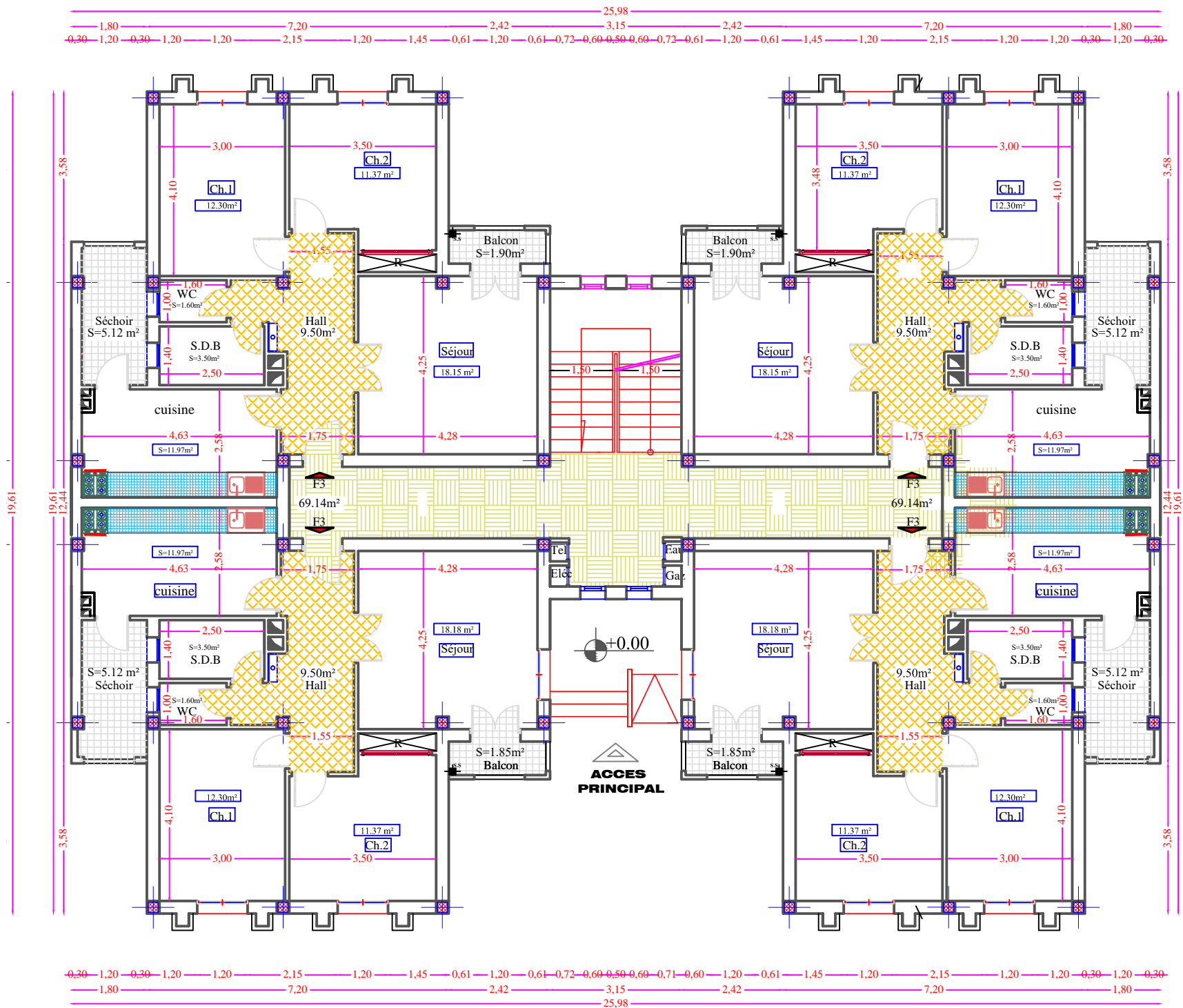
PLAN DE MASSE



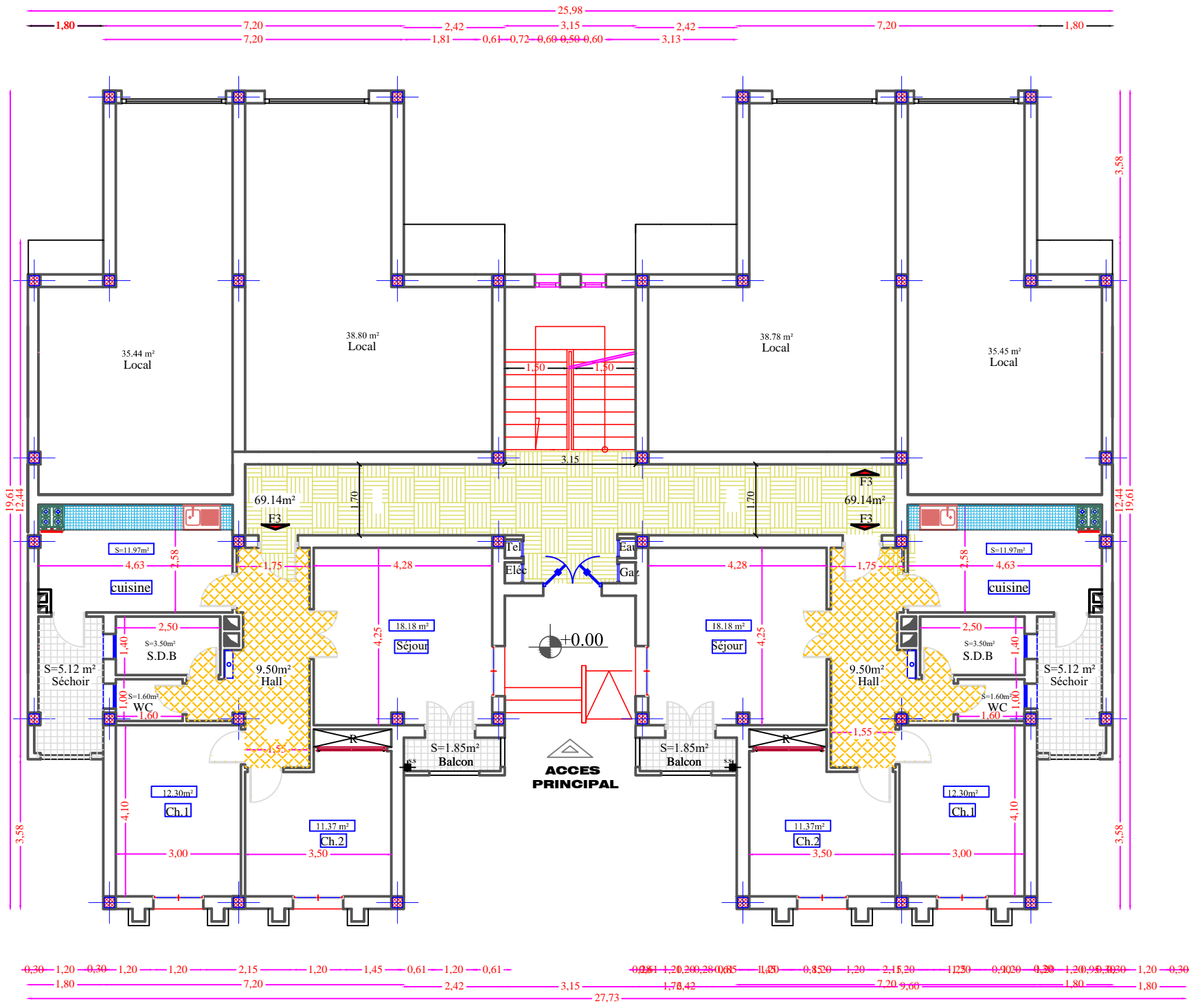
FACADE EST BLOC B2



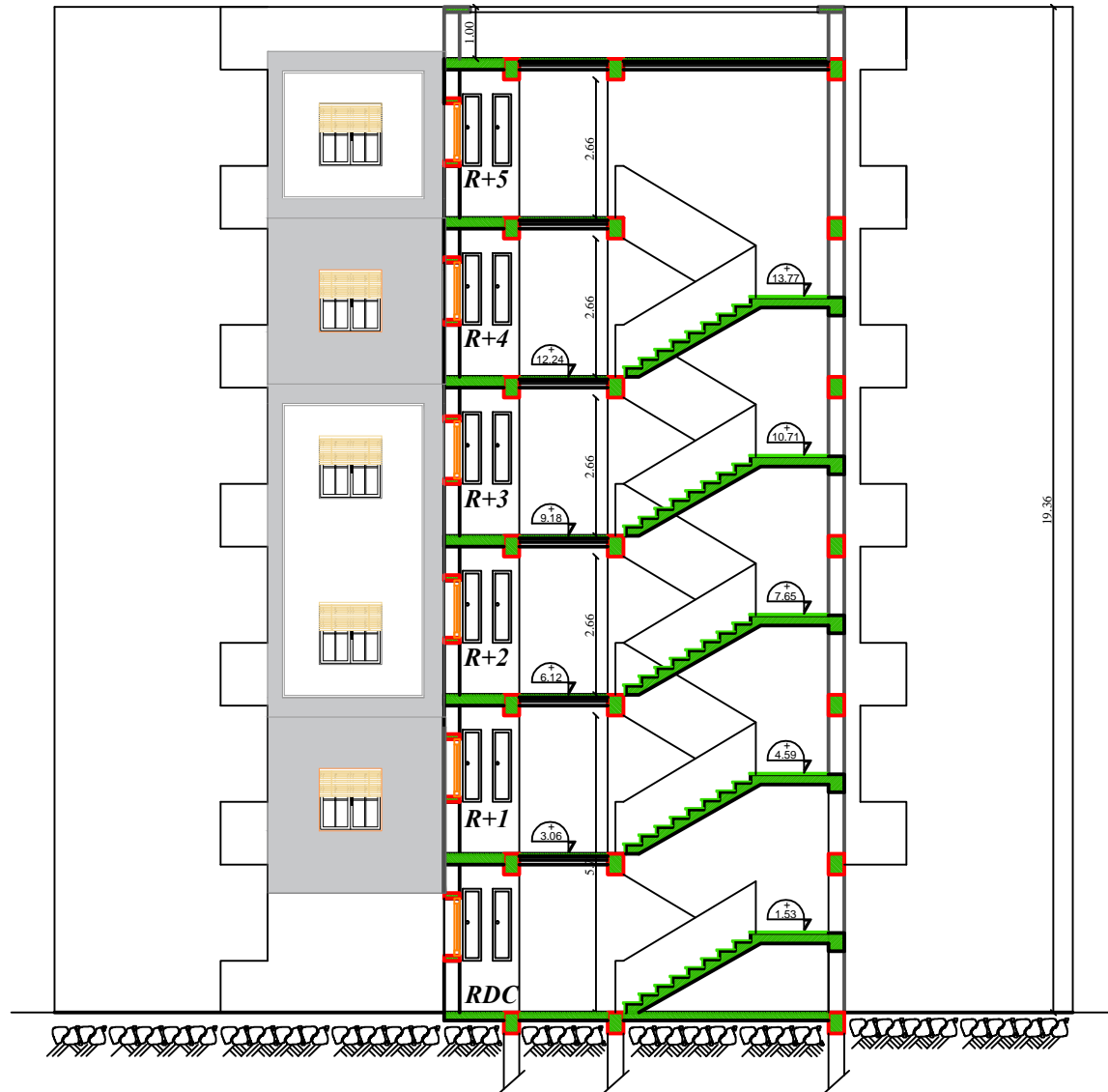
FACADE OUEST BLOC B2



PLAN ETAGE COURANT BLOC B2 TYPE F3/F3

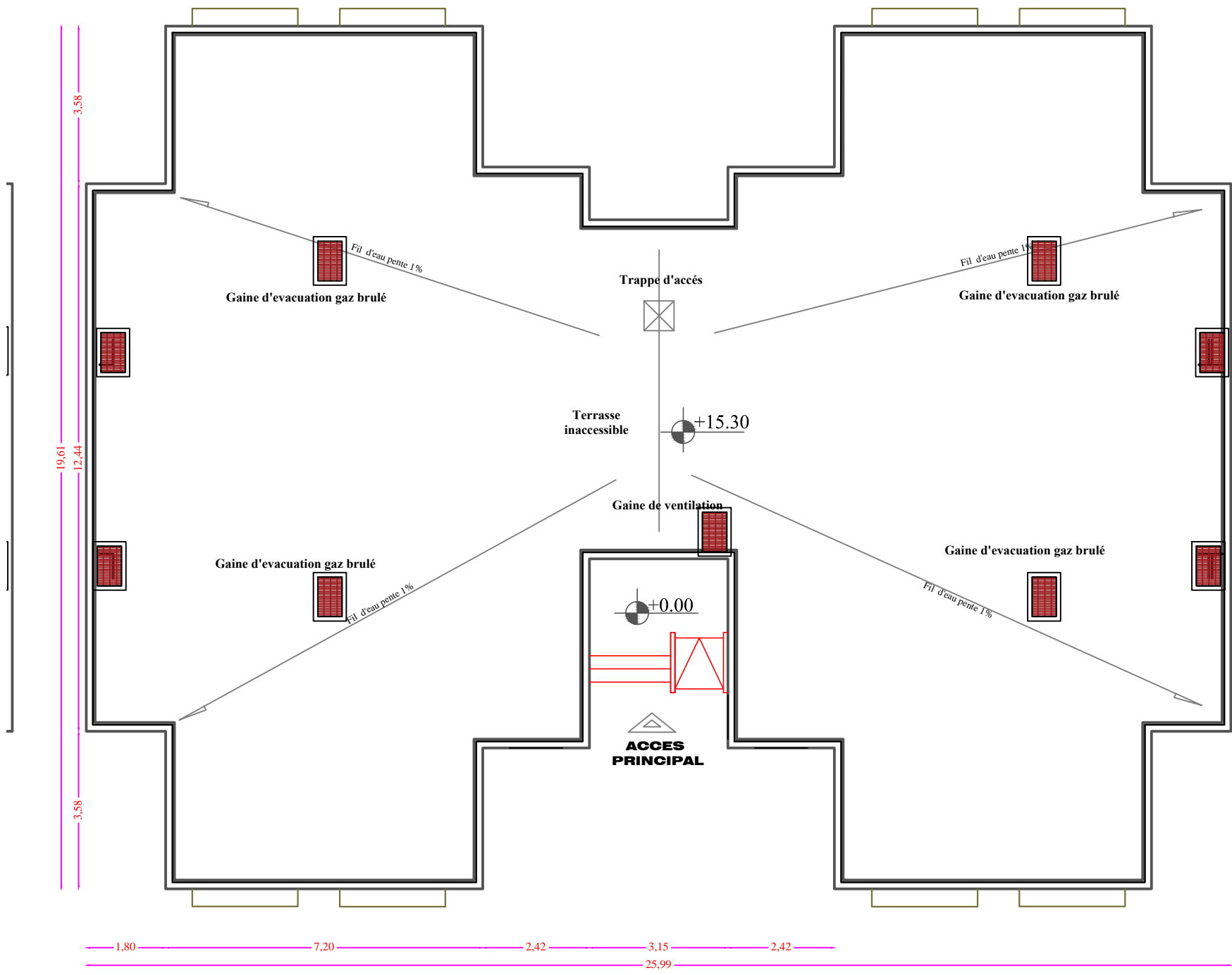


PLAN RDC BLOC B2 TYPE F3/F3



COUPE B-B Bloc B2

Annexe E



PLAN TERRASSE (BLOC B2) *Ech 1/100*

