

Université de Mila
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et de l'hydraulique



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme de
MASTER
Spécialité : Structures

**Etude d'un bâtiment (Sous-sol + RDC + 6) a usage multiple
situé à MILA avec un système de contreventement mixte (voile
– portiques)**

Réalisé par :
- Namous Wail Abd errahmen
- Boulesnane Anes

Soutenu devant le jury :

M. BELGHIAT Chouaib
M. KITCHAH Fethi
M. RABEHI Moustefa

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2025/2026

Remerciement

Nous tenons tout d'abord

À remercier en premier lieu ALLAH,

*Le Tout Puissant et Miséricordieux qui nous a donné la force, la
volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.*

*Nous remercions nos familles : qui nous ont toujours
encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

Nous voudrions remercier chaleureusement notre encadreur

*Mr. Moustefa Rabehi de nous avoir pris en charge, et pour leur
Disponibilité, leur aide et leur précieux conseils.*

*Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à Mr. Sami Ziane
et tous les enseignants de département génie civil
qui ont contribué à notre formation de Master.*

*Enfin, à tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien de loin ou
de près, trouvent ici, l'expression de nos vivre et*

Sincères reconnaissances.

Dédicace

À mes très chers parents,

Aucun mot ne saurait exprimer toute ma reconnaissance, mon amour et mon profond respect envers vous. Merci pour vos sacrifices, votre patience, vos encouragements et votre soutien indéfectible tout au long de mon parcours. Vous avez toujours cru en moi et m'avez donné la force d'aller de l'avant. Que ce travail soit le témoignage de ma gratitude et de mon affection infinie.

À mes frères et sœurs,

Pour votre présence, votre soutien moral et les moments de partage qui m'ont permis de garder confiance tout au long de cette aventure. Recevez ici l'expression de mon affection et de ma reconnaissance.

À toute ma famille,

Pour votre amour, vos prières et vos encouragements qui m'ont accompagné durant toutes ces années d'études. Je vous dédie ce travail avec une profonde gratitude.

À mes enseignants et à tous mes professeurs,

Je vous adresse mes sincères remerciements pour la qualité de votre enseignement, vos précieux conseils, votre disponibilité et votre accompagnement tout au long de ma formation. Les connaissances que vous m'avez transmises ont largement contribué à ma réussite.

À mon encadreur,

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour votre disponibilité, vos orientations pertinentes, votre patience et vos conseils avisés qui ont grandement contribué à la réalisation de ce mémoire.

À tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail,

Je vous adresse mes plus sincères remerciements et vous dédie humblement ce mémoire.

Que ce travail soit le fruit de tous les efforts, du soutien et de la confiance que vous m'avez témoignés.

WAIL

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

À ceux que j'aime : à mes chers parents, qui m'ont guidé dans les moments les plus difficiles de ce long parcours. À ma mère, toujours présente à mes côtés, m'apportant un soutien inestimable tout au long de ma vie, et à mon père, qui a sacrifié tant pour me voir réussir. Merci à vous, mes parents, ainsi qu'à mes frères et sœurs pour leur soutien constant et leur foi en moi.

À celle qui a partagé ce travail avec moi, mon amie et binôme Wail.

À tous mes amis, en particulier à toute la famille Boulesnane et Namous.

À celui qui a collaboré avec moi dans l'élaboration de ce mémoire.

À tous les enseignants qui m'ont guidé sur le chemin de la réussite.

Et enfin, à tous ceux que j'aurais pu oublier mais qui, à leur manière, m'ont aidé

et soutenu durant ces années de formation.

ANES

Liste des abréviations et symboles

A	Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.
An	Coefficient de minoration
B	Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section réduite du béton.
C	Centre de flexion, Amortissement.
Cd	Coefficient de pression dynamique.
Cpe	Coefficient de pression extérieur.
Cpi	Coefficient de pression intérieur.
Cfrj	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
Di	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
Eij	Module de déformation instantanée du béton.
Evj	Module de déformation différée du béton.
Es	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement.
G0	Module initial de cisaillement.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.
I	Moment d'inertie.
Ie	Inertie équivalente.
I	Inertie du linteau
Il	Inertie des voiles longitudinaux.
It	Inertie des voiles transversaux.
J	Inertie polaire.
K	Rigidité.
Ks	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse
Mt	Moment en travée de la poutre considérée.
Map	Moment sur appuis.
Mu	Moment ultime.
NG	Effort normal développé par les charges permanentes.
NQ	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
Nu	Effort normal ultime.
N	Nombre de niveaux.
P, W	Poids
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
Q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.

RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
St	Espacement entre armatures.
SSI	Interaction Sol-Structure
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
d	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
a	Côte du poteau carré.
b	Largeur de la poutre.
fbu	Contrainte admissible de flambement.
fej	Résistance à la compression.
ftj	Résistance à la traction.
fe	Limite élastique de l'acier.
lf	Longueur du flambement.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique,
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé
ε_b	Déformation relative de l'acier tendu.
η	Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique
λ	fonction du matériau constitutif
μ_r	Coefficient d'élancement.
μ_r	Moment résistant.
σ	Contrainte normale
σ_{bc}	Contrainte de compression de béton.
σ_s	Contrainte dans l'acier.
σ_{s10}	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10‰.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
Φ_1	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.

UNITES

Les unités utilisées en béton armé sont celle du système international (USI) (et leurs multiples) :

m ; cm ; mm : longueurs ; dimensions ; portées.

cm² : Section d'acier.

kN (MN ; N) : Charge ponctuelle.

kN/ml (MN/ml ; N/ml) : Charge linéaire uniformément réparties.

kN/m² (MN/m²;N/m²): Charge surfacique. kN/m³ (MN/m³;N/m³):Charge volumique. kNm

(MNm ; Nm) : Moment d'une force.

MPa (kPa ; Pa) : Contrainte, pression ; module d'élasticité ou déformation.

Résumé

Dans le cadre de projet de fin d'étude, nous avons présenté une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple , est constitué de sous sol , rez de chaussée plus six étages. La structure est implantée dans la wilaya de Mila, classée comme une zone de fort sismicité (Zone V) selon le Règlement Parasismique Algérien 2024.

Le but de l'étude est d'atteindre la stabilité et la durabilité de la structure, passé par plusieurs étapes : commencez par le calcul de pré dimensionnement et descente de charge jusqu' aux les fondations.

Nous utilisons le logiciel de Robot structural analysis 2014 pour connaitre les sollicitations, le reste de calcul a été effectuée manuellement, selon les code algérien le DTR , BAEL91modifié 99 et le RPA2024.

Mots clés : Bâtiment, Béton, ROBOT 2014, RPA2024, BAEL91.

Abstract

This project studies a building in consistig of a basement , ground floor and six upper floors . the structure is located in the wilaya of Mila, classified as a zone of high seismicity (zone V) according to the Algerian Paraseismic Regulation 2024.

The purpose of the study is to achieve the stability and durability of the structure, passed through several stages: start with the pre-sizing calculation and load descent to the foundations.

We use the Robot structural analysis 2027 software to know the stresses, the rest of the calculation was done manually, according to the regulations DTR C2.2, RNV99, BAEL91 modified 99 and RPA2024.

Keywords: Building, Concrete, ROBOT2027, RPA2024, BAEL91.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات (طابق سفلي و طابق أرضي + ست طوابق) الموجودة بولاية ميله المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية منطقة (V) حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA2024). الغرض من الدراسة هو تحقيق استقرار ومتانة الهيكل، حيث مررنا بعدة مراحل: البدء بحساب التحجيم المسبق ونزول الحمل إلى الأساسات. نستخدم برنامج ROBOT 2014 لتحديد السلوك الديناميكي للهيكل وتم إجراء باقي الحسابات يدويًا، وفقًا للوائح DTRC2.2 و RNV99 و BAEL91 المعدلة 99 و RPA2024.

الكلمات المفتاحية : العمارة، الخرسانة ، ROBOT 2024, RPA BAEL91,2014 .

Table des Matières

Liste des abréviations et symboles	
UNITES	
Résumé.....	
Abstract.....	
ملخص.....	
Table des Matières	1
Table des Figures	3
Table des Tableaux	4
Chapitre I	7
Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.....	7
I.1 Introduction	8
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	8
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	10
I.4 Caractéristiques géométriques du sol.....	11
I.5 Description de l'ossature	11
I.6 Règles et hypothèses de calcul	12
I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux	16
I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet.....	23
I.9 Conclusion.....	24
Chapitre II	25
Pré-dimensionnement des éléments de structures et évaluation des charges	25
II.1 Introduction :	26
II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux :	26
I.3 Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	34
Chapitre III.....	46
Calcul des éléments secondaire	46
III.1 Introduction	47
III.2 Calcul des escalier.....	47
III.3 Calcul du balcon	55
III.4 Calcul des planchers	61
III.5 Etude de la table de compression.....	72
Chapitre IV:	74
Etude dynamique en zone sismique	74
IV.1. Introduction.....	75

IV.2. Buts de l'analyse dynamique	75
IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques	75
IV.4. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente	77
IV.5. Modélisation et résultats	82
IV.6. Calcul des Actions Sismiques.....	85
Chapitre V	95
Ferraillages des éléments structuraux	95
V.1. Introduction	96
V.2. Actions et sollicitations :.....	96
V.3. Ferraillage des poteaux	97
V.4. Recommandations des règlements	105
V.5. Ferraillage des poutres	113
V.6. Ferraillage des voiles	126
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	139
VI.1 Mur de soutènement	140
VI.2. Fondation	144
Conclusion générale.....	156
Références bibliographiques.....	157
ANNEXE	158

Table des Figures

Figure 1 : FACADE POSTERIEUR	8
Figure 2: FACADE PRINCIPALE	8
Figure 3: COUPE A-A	9
Figure 4: SOUS-SOL (COMMERCE)	9
Figure 5 : PLAN RDC	10
Figure 6: PLAN ETAGE COURANT	10
Figure 7: Diagramme des déformations à l'État Limite Ultime	14
Figure 8: Module de déformation instantané et différée	19
Figure 9: Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU	20
Figure 10: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS	21
Figure 11: Diagramme contraintes déformation de l'acier	22
Figure 12 :Plancher à corps creux	27
Figure 13: poutrelles	28
Figure 14: Escalier	31
Figure 15: Schéma statique de la descente de charge	39
Figure 16: Coupe de voile en élévation	44
Figure 17: Schéma de ferrailage de balcon	61
Figure 18: Diagramme des efforts tranchants une poutre à plusieurs travées	64
Figure 19: Diagramme des efforts tranchants une poutre à trois travées	64
Figure 20: Evaluation des moments et efforts tranchants (plancher terrasse)	68
Figure 21: Evaluation des moments et efforts tranchants (plancher etage courant type 01) ..	69
Figure 22: Evaluation des moments et efforts tranchants (plancher etage courant type 02) ..	69
Figure 23: Coupe de section rectangulaire et section en T	70
Figure 24: Ferrailage de poutrelle	72
Figure 25: Vue en plan et en 3D de la structure en portique	82
Figure 26: Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial	83
Figure 27: Premier mode de vibration vue 3D et vue en plan	84
Figure 28:Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan	85
Figure 29: Troisième mode de vibration vue 3D et vue en plan	85
Figure 30: Schéma de cadres	112
Figure 31: Schéma de ferrailage des poteaux (45×45)	112
Figure 32: Schéma de ferrailage des poteaux (40×40)	113
Figure 33: Schéma de ferrailage des (35×35)	113
Figure 34 : Schéma de ferrailage des poutres principales (40×30)	120
Figure 35: Schéma de ferrailage des poutres secondaire (35×30)	126
Figure 36: Zone critique à la base du voile	129
Figure 37: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant	130
Figure 38: Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale)	132
Figure 39 : Schéma de ferrailage pour voile	138
Figure 40: schéma de poinçonnement	148
Figure 41: Schéma de ferrailage de radier	154
Figure 42: Schéma de ferrailage des nervures	155

Table des Tableaux

Tableau 1: Caractéristiques mécaniques des aciers.....	22
Tableau 2: Charges permanent d'une Charpente en Bois et tuile.....	29
Tableau 3: Charges pour Plancher terrasse.....	29
Tableau 4: Charges pour Plancher courant.....	30
Tableau 5: Evaluation des charges des cloisons extérieures.....	30
Tableau 6: Evaluation des charges des cloisons intérieures.....	30
Tableau 7: évaluation des charges du palier.....	32
Tableau 8: évaluation des charges de la volée (la paillasse)	32
Tableau 9: évaluation des charges du balcon.....	33
Tableau 10: Différentes sections de Poteau.....	37
Tableau 11: Dégression des charges d'exploitation	38
Tableau 12: Descente de charge de poteau.....	39
Tableau 13: Sollicitations dans l'escalier	51
Tableau 14: Ferrailage longitudinal de L'escalier.....	52
Tableau 15: Le choix de ferrailage longitudinal.....	52
Tableau 16: Le choix de ferrailage de répartition	52
Tableau 17: Diagramme des moments et des efforts tranchant	57
Tableau 18: les moments en travée par la méthode forfaitaire.....	63
Tableau 19: Les chargements sur les poutrelles	66
Tableau 20: Sollicitation a l'ELU (plancher terrasse).....	67
Tableau 21: Sollicitation a l'ELU (plancher etage courant type 01).....	68
Tableau 22 : Sollicitation a l'ELU (plancher etage courant type 02).....	69
Tableau 23: Coefficient d'accompagnement.....	78
Tableau 24: Valeurs des coefficients d'importance	80
Tableau 25: Valeurs du coefficient de comportement R.....	81
Tableau 26: Valeur de facteur de qualité.....	81
Tableau 27: Périodes et factures de participation massique modale.....	84
Tableau 28: La relation entre la période empirique et analytique.....	86
Tableau 29: Valeurs du coefficient Ct.....	86
Tableau 30: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	87
Tableau 31: centre de masse et centre de torsion.....	88
Tableau 32: Vérification de l'excentricité accidentelle.....	89
Tableau 33: Vérification de déplacement.....	90
Tableau 34: Vérification au renversement sens x.....	91
Tableau 35: Vérification au renversement sens y.....	91
Tableau 36: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.....	92
Tableau 37: Vérification de l'effet P- Δ au sens x-x	93
Tableau 38: Vérification de l'effet P- Δ au sens y-y	94
Tableau 39: Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques	98
Tableau 40: Sollicitations dans les poteaux.....	98
Tableau 41: Ferrailage longitudinal des poteaux.....	104
Tableau 42: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.....	105
Tableau 43: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL[2]dans les poteaux.....	106
Tableau 44: Choei des armatures transversales pour les poteaux	108
Tableau 45: Justification de la contrainte de cisaillement.....	109

Tableau 46 : Sollicitations de la poutre principale.	115
Tableau 47: Ferrailage des poutres principales.	116
Tableau 48: Vérification à l'ELS de la poutre principale.....	119
Tableau 49: Sollicitations de la poutre secondaires.....	120
Tableau 50: Ferrailage des poutres secondaire.....	122
Tableau 51: Vérification à l'ELS de la poutre secondaire.....	125
Tableau 52: Vérification de l'effort normal réduit	130
Tableau 53: : Vérifications aux sollicitations tangentielles.....	131
Tableau 54: Résultats du ferrailage vertical voiles (RDC +1er) au sens Y	135
Tableau 55: Résultats du ferrailage vertical voiles (2eme +3eme+4eme) au sens Y	135
Tableau 56: Résultats du ferrailage vertical voiles (5eme+6eme) au sens Y	136
Tableau 57: Choix du ferrailage vertical voiles au sens Y	136
Tableau 58: Résultats du ferrailage vertical voiles (5eme+6eme) au sens X.....	137
Tableau 59: Résultats du ferrailage vertical voiles (5eme+6eme) au sens X.....	137
Tableau 60 : Résultats du ferrailage vertical voiles (5eme+6eme) au sens X.....	137
Tableau 61: Choix du ferrailage vertical voiles au sens X.....	137
Tableau 62: Ferrailage de la dalle du radier.	150
Tableau 63: Vérification des contraintes à l'ELS.....	152
Tableau 64: Ferrailage des nervures du radier.	152
Tableau 65: Vérification des contraintes à l'ELS.....	153
Tableau 66: Vérification des contraintes à l'ELS.....	153

Introduction générale

Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment BAEL91 [1], RPA2024 [2], CBA93 [3], DTR [4]. L'ouvrage en question est un bâtiment en Sous-sol et R+6, présentant une irrégularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé. Après une descende des charges et un Pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations. Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT 2027 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le RPA2024[2] et le CBA93 [3]. Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation en master, le travail est subdivisés en six chapitres, le premier consiste à donner présentation de l'ouvrage en fixant les hypothèses de calcul.

Le second chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. Ensuite dans le troisième chapitre nous présenterons un détail sur le calcul des éléments secondaire.

Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du la structure par le logiciel ROBOT 2027. Le chapitre cinq nous allons étudier ferraillages des éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ROBOT. Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de la fondation, suivie d'une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction

La stabilité d'un ouvrage repose sur la capacité de ses éléments structuraux à résister aux différentes sollicitations mécaniques. Le dimensionnement et le ferrailage de ces éléments s'appuient sur les propriétés des matériaux ainsi que sur l'application des règlements en vigueur, notamment le BAEL 91 révisé [1] et le RPA 2024[2].

L'étude des structures constitue une étape essentielle dans tout projet de construction. Elle permet de déterminer les efforts internes et d'assurer un dimensionnement conforme aux exigences de sécurité, de stabilité et de durabilité.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le présent projet s'agit d'étudier un bâtiment (R+6+ sous-sol) en béton armé composé d'un Sous-sol de d'usage commerciale et 6 étage d'habitation identique. L'ouvrage sera implanté dans la Wilaya de MILA classée comme une zone de sismicité élevée (zone V) selon le RPA 2024[2].

Les vus en plan et les coupes des étages sont représentés sur les figures suivants :

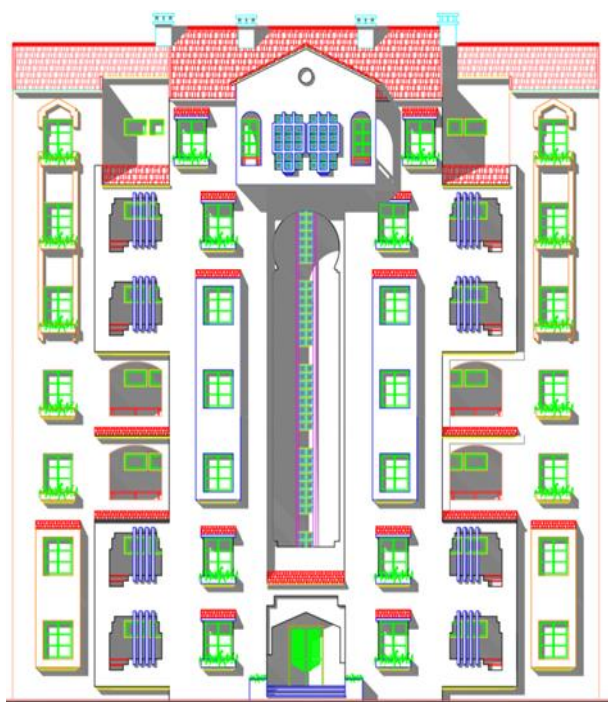


Figure 2: FACADE PRINCIPALE



Figure 1 : FACADE POSTERIEUR

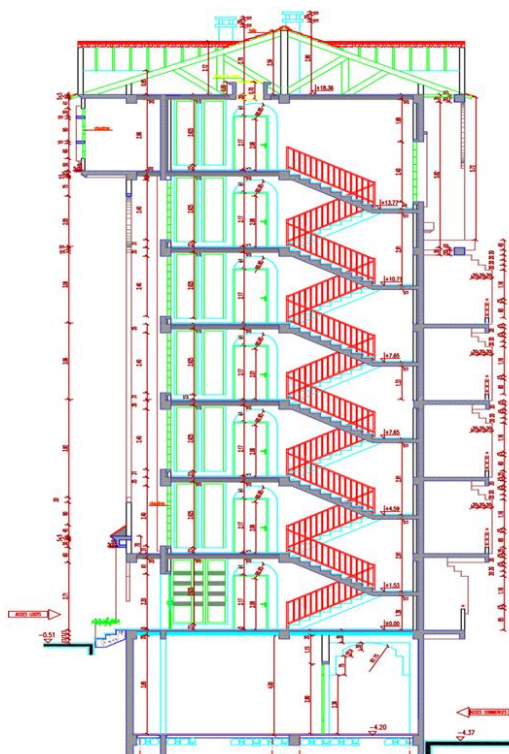


Figure 3: COUPE A-A

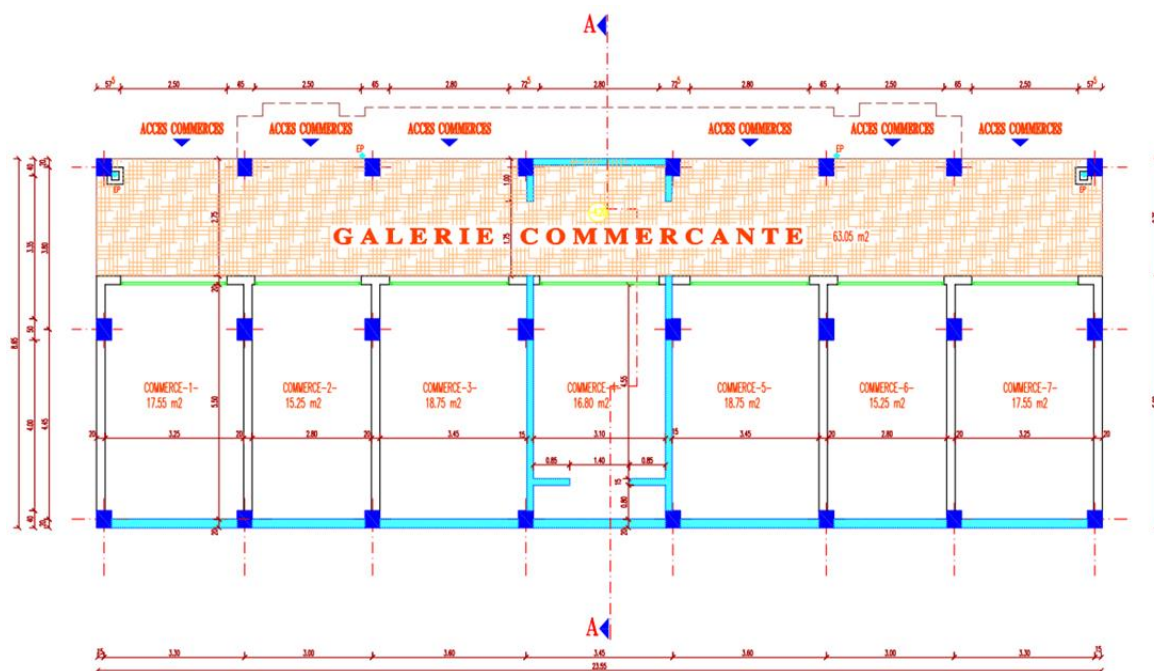


Figure 4: SOUS-SOL (COMMERCE)

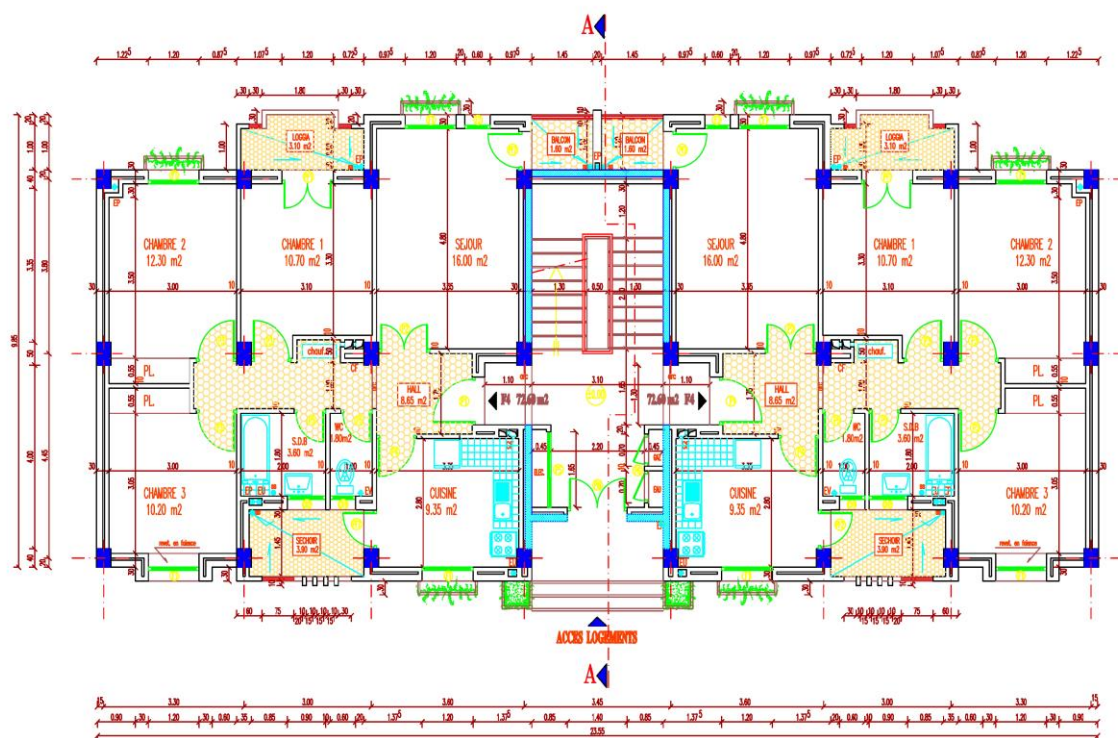


Figure 5 : PLAN RDC

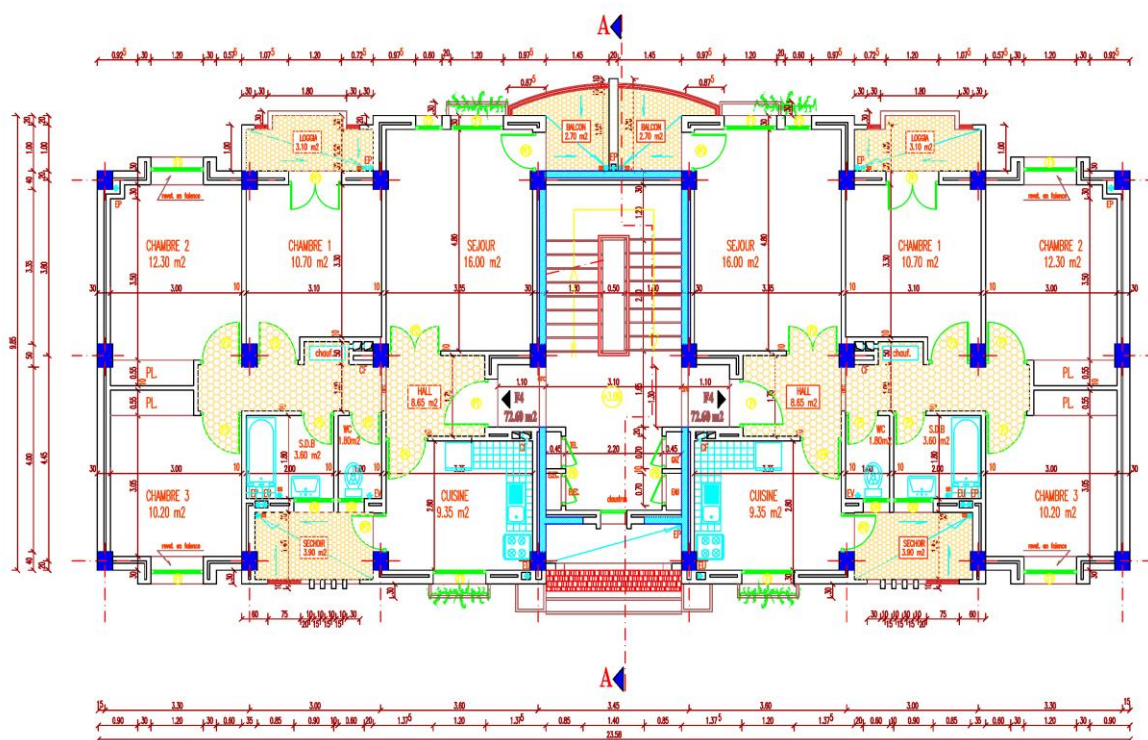


Figure 6: PLAN ETAGE COURANT

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont répertoriées comme suit :

- Largeur totale de bâtiment... $B = 9.85\text{m}$.
- Longueur totale de bâtiment $L = 23.55\text{ m}$.
- Hauteur totale du bâtiment $H = 18.36\text{ m}$.
- Hauteur de RDC $h_{\text{RDC}} = 3.06\text{ m}$.
- Hauteur d'étage courant $h_e = 3.06\text{ m}$.
- Hauteur sous-sol $h_{\text{S-S}} = 4.20\text{ m}$.

I.4 Caractéristiques géométriques du sol

Le sol d'assise de la construction est considéré comme meuble d'après le rapport du laboratoire du sol au niveau de la wilaya de MILA daté en mars 2023 le taux travail du sol est de :

- La contrainte étudiée du sol est $\delta_{\text{sol}} = 1.5\text{ bar}$ pour un ancrage de 1.5m,
- Le poids spécifiques de terre $\gamma_h = 1.8\text{t} / \text{m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$.
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I.5 Description de l'ossature

a) Conception structurales

La structure du bâtiment a un système de contreventement en portique contreventé par des voiles. Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA2024[2], vu qu'il dépasse 2 niveaux (8 m), ce qui assure la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions vertical et des actions horizontal.

b) Planchers

Dans notre projet utilisé deux types de plancher :

- Plancher corps creux : utilisé pour le RDC et les étage courant.
- Dalle pleine: utilisé pour les balcons.

c) Poutres

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations elles sont sollicitées à la flexion plane.

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

δ) Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de

reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

e) Escalier

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 6^{ème} étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

f) Murs

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10 cm.

g) Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en dalle de sol pour les planchers.
- Plancher terrasse sera recouvert par une toiture imperméable pour évitant la pénétration des eaux pluviales.

h) Voiles

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

i) Isolation

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et le vide des corps creux. Pour les parois verticales, l'isolation thermique est optimisée par l'insertion de panneaux en polystyrène au sein de la double paroi (mur manteau), limitant ainsi les déperditions par conduction. Ce dispositif, complété par un traitement rigoureux des ponts thermiques lors de la réalisation, garantit une performance énergétique accrue et une meilleure étanchéité à l'air du bâtiment.

I.6 Règles et hypothèses de calcul

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

I .6.1 Choix du système de contreventement par Réglés Parasismique Algérienne (RPA 2024)

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en zone V. Le contreventement par portique est donc écarté et le choix va se porter sur un contreventement (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 de l'effort tranchant d'étage.

I.6.2. (BAEL 91) (Béton Armé Aux Etats Limites).

Basé sur la théorie des états limites : Un ouvrage doit être conçu et calculer de manière a présenté

durant toute sa durée d'exploitation de ses unités appropriée vis-à-vis sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, au encore le confort des usages. Les états limite sont classés en 2 catégories :

a. Etats limites ultimes (ELU)

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

- Equilibre statique (Renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de la forme (non flambement des poteaux et des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est : $q = 1.35G + 1.5Q$

a.1 Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple, par conséquent le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivotes (A ; B ; C).

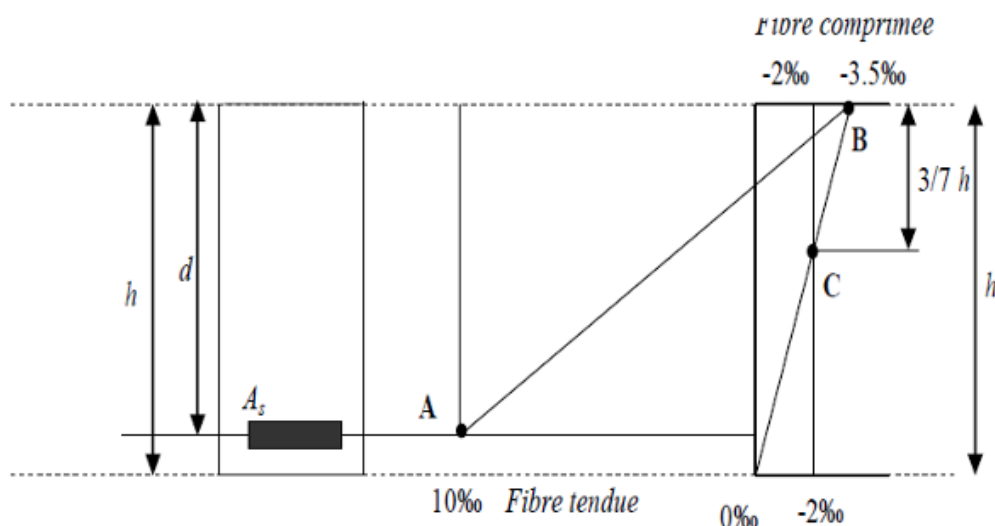


Figure 7: Diagramme des déformations à l'État Limite Ultime

Pivot A : Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, traction simple.

Pivot B : Les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

Pivot C : Les pièces soumises à la flexion composée ou à compression simple.

b. Etat limite de service

- Constituent les frontières, au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
- L'ouverture des fissures, (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (La flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service es $q = G+Q$.

b.1 Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n E_b$, $n = 15$).

I.6.3 Nature des actions : On distinguer

a) Action permanente : (DTR; R.N.V 99)[4] Les actions permanentes ont une intensité constante au très peu variable dans le temps, elles sont désignées par la lettre G. Elle comprenant :

- Poids propre des structures : Calculer d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution, la masse volumique de béton armé étant près égale à 2.5t/m^3 .
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage).
- Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous-sol).
- Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

b.Action variable :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles sont désignées par la lettre Q. Elle comprenant :

- Charges d'exploitation (ratio d'utilisateurs, de véhicules ...etc.) classées par durée d'application (provision, longue durée).
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

c. Action accidentelle

Soit des actions de courte durée. Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosion, chocs et les incendies.

c.1 Le séisme « E ».

I .6.4. Combinaison d'action

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL.

- **Pour les plancher**

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations, pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'ELU : $1.35G + 1.5Q$

A l'ELS : $G + Q$

Dans le cas des actions sismique, les combinaisons a pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après RPA2024 on a :

- **Pour les poutres**

$G + Q + E$

$1.35 G + 1.5 Q E$: Effort sismique

$G + Q$

- **Pour les poteaux**

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 G + E$

- **Pour les voiles**

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 + E$

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93[3], le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91[1]., ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 2024 [2].

I .7.1 Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et l'eau de gâchage, le béton armé est obtenue en introduisant dans le béton des aciers (armatures disposés de manière a équilibré les efforts de traction).

Le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise $F_{c28}=25\text{MPa}$

I.7.1.1 Principaux caractéristiques et avantages et inconvénient du béton armé

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.

- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : Sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

Les inconvénients du béton armé sont :

- **Le poids** : Les ouvrages en BA sont plus Lourds que les autres modes de constructions.
- **L'exécution** :
 - La préparation de coffrage demande beaucoup de temps et travail, ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisant.
 - Le placement des armatures.
 - Pendant la mise en place du béton, il faut prendre des précautions pour protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
 - Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **Brutalité des accidents** : Les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains aux brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs au de réalisation.
- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : Il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

I .7.1.2 Dosage du béton

Vous retrouverez les dosages minimaux à effectuer pour la préparation des différents bétons dans la norme **NF EN 206-1**.

Même si plusieurs formules existent concernant la préparation du béton en fonction de la résistance voulue, on retrouve une formule de base pour la composition de 1 m³ de béton ordinaire (350 kg/m³).

Cette formule a été fixée en 1906 par un règlement :

- Ciment : 350 kg
- Sable : 750 kg
- Gravier : 1150 kg
- Eau de gâchage : 175 l

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg /m³ [6, 7,10].

I.7.1.3.Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93)[3] :

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, le béton est élaboré soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'un central à béton.

Le central à béton est utilisé lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés ; et la durée de la production sur un site donné est suffisant longue.

a. Résistance du béton à la compression (f_{cj})

Dans les cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par la résistance à la compression a 28 jours d'âge, Cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de révolution de 200cm² de diamètre égale à 16cm et ayant une hauteur égale à 32cm.

Pour le béton d'un âge j < 28 jours la résistance caractéristique la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{1}{4.76 + 0.8j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{1}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40\text{Mpa}$$

Lorsque l'âge de béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à **f_{cj} = 1.1 f_{c28}**.

La résistance caractéristique alla compression f_{c28} est prise égale à **25MPa**.

a. Résistance du béton à la traction

La résistance du béton à la traction, est très faible. Elle est définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPa)} \leq 60 \text{ MPA} \quad \text{pour } f_{cj}$$

Dans notre cas $f_{tj} = 2.1$ (MPa).

b. Déformation longitudinale du béton

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c. Module de déformation longitudinale instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à:

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

d. Module de déformation longitudinale différé

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé

qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818.685 \text{ MPa}$$

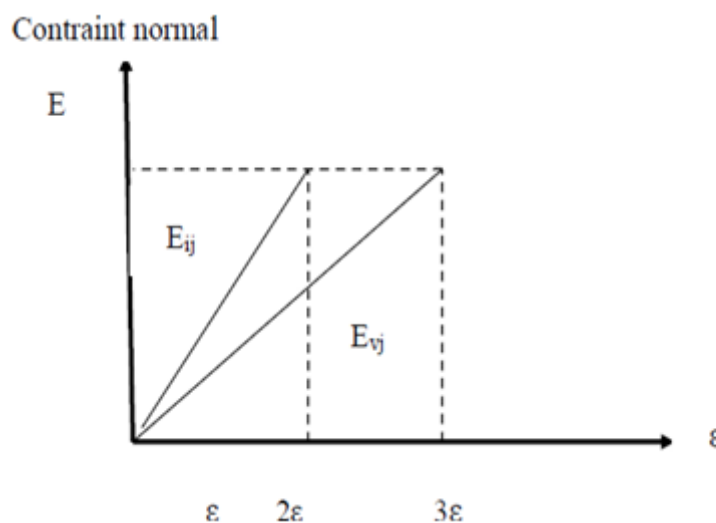


Figure 8: Module de déformation instantané et différé

g. Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

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

E : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

V : coefficient de poisson.

h. Coefficient de Poisson

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la

déformation longitudinale relative.

- $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes (E.L.U) (section fissurée).
- $\nu = 0.2$ dans le cas des états limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

i. Diagramme contraintes déformation du béton à ELU

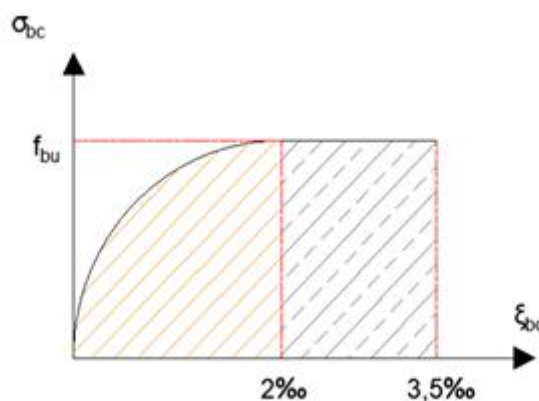


Figure 9: Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU

Le diagramme de déformation ξ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans les cas est

le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ».

La contrainte limite ultime est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

θ : dépend du probable d'application (t) de la charge:

- $\theta = 0.85$ si $t < 1h$
- $\theta = 0.9$ si $1h \leq t \leq 24h$
- $\theta = 1$ si $t > 24h$

0.85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton.

Le coefficient γ_b :

- 1.5 : en situation durable et transitoire.
- 1.15 : en situation accidentelle. Pour $f_{c28} = 25$ MPa :
- $f_{bu} = 14.17$ MPa en situation durable et transitoire.
- $f_{bu} = 18.47$ MPa en situation accidentelle.

j. Contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les

expressions suivantes :

➤ Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ Dans le cas des armatures inclinées

$$\bar{\tau}_u = \min (0.27 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 7 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 4.5 \text{ MPa}$$

Diagramme contrainte déformation du béton à ELS

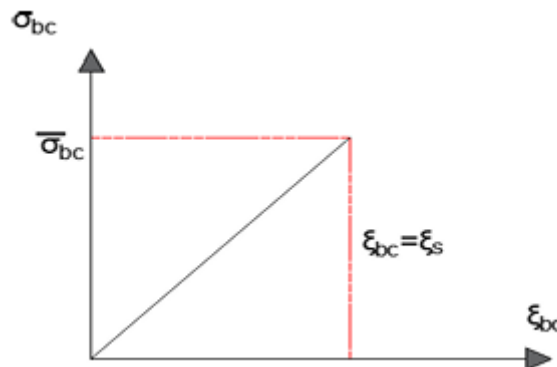


Figure 10: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\text{D'où : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I.7.2 Acier

Le matériau acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour le béton armé sont de :

- Nuance douce avec 0.15% à 0.25% de teneur en Carbone.
- Nuance mi-dure à dure avec 0.25% à 40% de teneur en Carbone.

I.7.2.1 Caractères mécaniques

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est l'état limite d'élasticité est garantie par le fournisseur est désignée par $< f_e >$

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Treillis soudés (T.S) : Pour le voile périphérique et hourdis (Dalle de compression), on utilise treillis soudés.

Tableau 1: Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisation
Rond lisse (RL)	FeE 220	215	Cadres, étriers, Anneaux de levage des pièces préfabriquées
	FeE 240	235	
Haute adhérence (HA)	FeE 400	400	Tous les travaux en béton armé
	FeE 500	500	
Treillis soudés	TLE 500	500	Empois courant pour radier Voiles, Planchers, Dallage
	TLE 600	60	

a) Contraint limite de l'acier

a.1) Contrainte à ELU

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

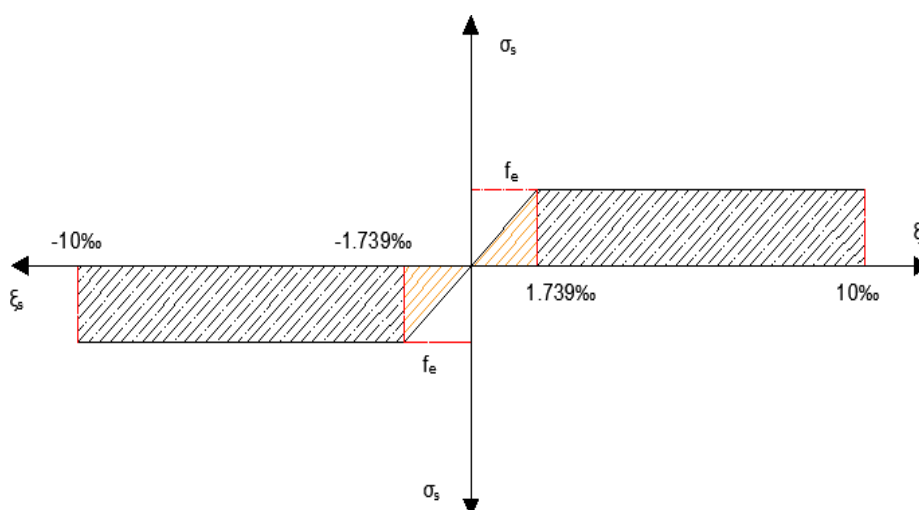


Figure 11: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

Le diagramme de calcul des aciers se déduit en remplaçant f_e par f_e/γ_s , et en conservant la pente E_s de la droite d'élasticité.

Le coefficient γ_s :

- 1.15 : en situation durable et transitoire.
- 1 : en situation

accidentelle. On rappelle que : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Si $\sigma_s = f_e / (\gamma_s \times E_s)$

Si $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$.

Contraintes de traction

$\varepsilon_s = 10\text{‰}$ donc : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

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

- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ en situation durable et transitoire.
- $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ en situation accidentelle.

a.2) Contrainte à ELS

Elle dépend de l'état de fissuration :

en situation accidentelle.

- Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^{\bar{}} = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 110 \cdot \sqrt{\eta} \cdot f_{tj})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^{\bar{}} = \text{Min} (f_e / 2 ; 90 \cdot \sqrt{\eta} \cdot f_{tj})$

η : Coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

- $\sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration peu préjudiciable.
- $\sigma_s = 192.79 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_s = 157.74 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration très préjudiciable.

I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet

• Béton

- Ciment CPJ dosé à 350 kg/m^3
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$
- $E_{vj} = 10818.78 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$

• Acier

- Les barres (HA): Fe E400

- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- $s = 1.15$
- $\eta = 1.6$
- $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

I.9 Conclusion

Le bon fonctionnement de la structure dépend fortement du fonctionnement de chaque élément. Ceci nous encourage à étudier chaque élément soigneusement tout en assurant sa stabilité ce qui entrainera par la suite la stabilité de la structure entière. Alors comme première étape il sera très utile de faire un pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires de notre structure, objet du chapitre suivant.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments de structures et évaluation des charges

II.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 2024[2] ,CBA93[3] et BAEL[1] . En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. A savoir, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux :

II.2.1 Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

Dans ce projet les planchers sont en corps creux dont l'épaisseur totale doit satisfaire la condition de la flèche suivante : C.B.A.93 [3].

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \rightarrow h_t = \frac{L_{max}}{22.5}$$

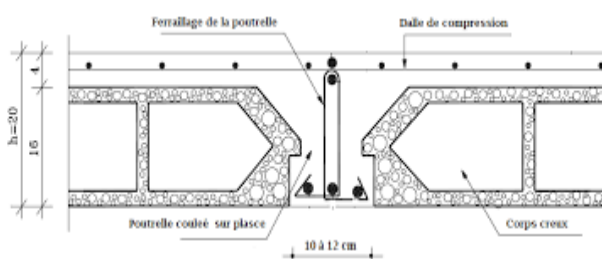
$$h_t \geq \frac{325}{22.5}$$

$$h_t \geq 14.44 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $h_t = 20 \text{ cm}$.

Dalle de compression = 4 cm.

Corp creux = 16 cm.



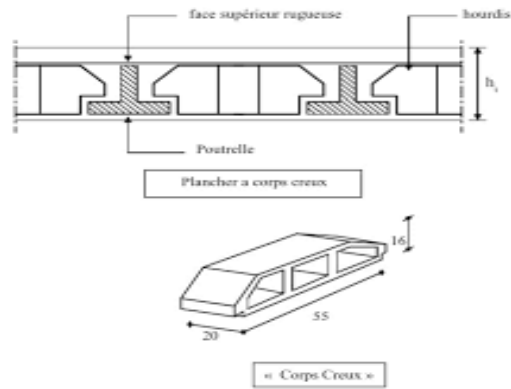


Figure 12 :Plancher à corps creux.

a. Poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (08 \text{ à } 12)$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{max}}{10}\right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_{max} : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{max} = 325 \text{ cm}$).

Tel que:

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{55}{22}; \frac{325}{10}\right) = \min(27.5; 32.5) \text{ cm}$$

On adopte :

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

pour la verification :

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2(27.5 + 10) = 65 \text{ cm}$$

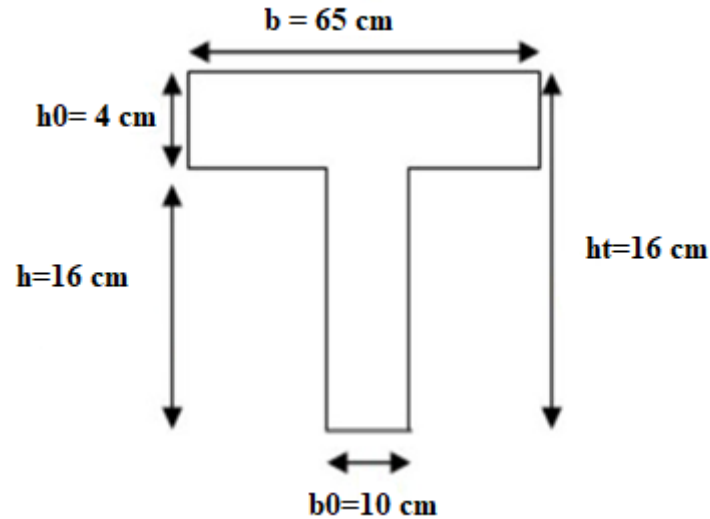


Figure 13: poutrelles

II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon)

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$: pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$: pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e = 15 \text{ cm}$.

b. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul appui:

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

Dans notre projet nous avons dalle reposant sur deux appuis donc : $L_x = 1.30 \text{ m}$

$$3.71 \leq e \leq 4.33 \text{ cm}$$

On admet que : $e = 4 \text{ cm}$

c. Isolation phonique :

Selon les règles techniques «CBA93» [3] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher

doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation phonique. On limite donc notre épaisseur à : **e = 15 cm.**

- $e_{dalle} = \max (15 ; 4) \text{ cm}$
- $e_{dalle} = 15 \text{ cm}$

II.2.2 Évaluation des charges :

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2

- **Charpente en Bois et tuile**

Tableau 2: Charges permanent d'une Charpente en Bois et tuile.

élément	Charge (KN/m ²)
tuiles terre cuite	0.41
Liteaux + contre-liteaux	0.1
chevrons	0.12
Isolation + écran	0.07
Dalle en corps creux 16+4 /	2.8
Enduit en plâtre	0.2
Total G	3.7

- **Plancher terrasse (16+4).**

Tableau 3: Charges pour Plancher terrasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids Surfacing (KN/m ²)
1	Gravillon Roulé (8/15)	0.04	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	—	0.01
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Plaque de liège	0.04	0.16
6	Pare Vapeur	0.01	0.01
7	Film Polyane	—	0.01
8	Plancher Corps Creux	0.16 + 0.04	2.80
9	Enduit de Platre	0.02	0.20

G (KN/m²)	6.31
Q (KN/m²)	1.00

- **Plancher courant (16+4).**

Tableau 4: Charges pour Plancher courant.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	0.40
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.02	0.36
4	Plancher corps creux	0.16 + 0.04	2.80
5	Enduit de platre	0.02	0.2
6	Cloisons légères	0.1	1
G (KN/m²)			5.16
Q (KN/m²)			1.5

- **Murs extérieurs :**

Tableau 5: Evaluation des charges des cloisons extérieures.

N°	Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en ciment	0.020	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	0.020	18	0.36
Charge permanente Totale				G_e = 2.52 KN/m²
Charge d'exploitation Totale				Q_e = 2.0 KN/m²

- **Murs intérieurs :**

Tableau 6: Evaluation des charges des cloisons intérieures.

N°	Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit Ciment	0.020	18	0.36
2	Brique creux	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.020	18	0.36
Charge permanente Totale				G_e = 1.62 KN/m²
Charge d'exploitation Totale				Q_e = 1.0 KN/m²

- **Escalier :**

Les escaliers reliant les différents niveaux du bâtiment sont composés d'une paillasse et d'un palier

de repos. Un escalier est une succession de plans horizontaux disposés en gradins, permettant de

passer d'un niveau à un autre à pied.

Dans notre bâtiment à usage d'habitation, ce même type d'escalier est utilisé. Il s'agit d'un escalier

droit, constitué de deux volées séparées par un palier de repos.

1 : e (Epaisseur du palier de repos)

2 : L0 (projection horizontale de paillasse)

3 : g (Giron)

4 : h (Hauteur de la contre marche)

5 : H0 (Hauteur de la volée)

6 : (Inclinaison de la paillasse)

7 : (Emmarchement)

H : Hauteur d'étage

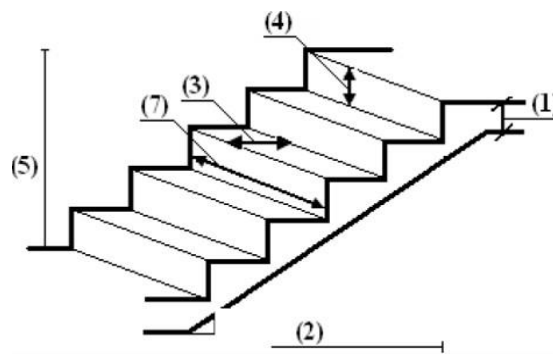


Figure 14: Escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de

BLONDEL : $59 < 2h + g < 66$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

H : hauteur de la volée

n : nombre de contre marche

L : la projection de la longueur de volée

Soit : $H = 1.53$, $L = 2.4$ m

$$g + 2h \approx 0.64 \text{ m} \rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 0.64 \rightarrow 2H(n-1) + L \times n \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$3.06(n-1) + 2.4n = 0.64n(n-1)$$

Après la résolution, on trouve: $n = 9$ contres marches.

Donc:

On adopte:

$$h = 17 \text{ cm} = 0.17 \text{ m}$$

$$g = 30 \text{ cm} = 0.30 \text{ m}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9$$

9 contre marches, donc on aura : 8 marches

Note:

La longueur de palier :

- **Epaisseur de la volée (l'épaisseur de la paillasse) :**

Elle est déterminée « e » respectant la condition de la flèche

$$\frac{L_p}{30} < e < \frac{L_p}{20}$$

$$L_p = 0.9 + 2.85 + 1.5 = 5.25 \text{ m}$$

$$17.5 < e < 26.25$$

On prend : e = 18 cm

- **Palier :**

Tableau 7: évaluation des charges du palier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.5
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				6.06
Charge d'exploitation				2.50

- **Paillasse:**

Tableau 8: évaluation des charges de la volée (la paillasse)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
----	------------	---------------	---------------------------------------	--

1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre de la marche	$\frac{0.17}{2}$	25	2.125
5	Poids propre de la paillasse	$\frac{0.18}{\cos \alpha}$	25	5.17
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				8.85
Charge d'exploitation				2.50

• Balcon :

Tableau 9: évaluation des charges du balcon.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle on BA	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				5.31
Charge d'exploitation				3.50

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- Murs extérieurs: $G = 2.52 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2 \text{ KN/m}^2$
- Murs intérieurs: $G = 1.62 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2 \text{ KN/m}^2$
- Charpente en Bois et tuile : $G = 3.7 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- Escalier : $G = 6.06 \text{ KN/m}^2$ (surcharge permanente pour palier de repos).
 $G = 8.85 \text{ KN/m}^2$ (surcharge permanente pour paillasse).
 $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Balcon : $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

I.3 Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1 Poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

a. Poutres principales

Selon le règlement B.A.E.L 91 modifié 99 [1] les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A 2024 [2].

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 5.00 \text{ m}$)

D'où:

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10} \rightarrow 29.66 \leq h_t \leq 44.5 \text{ donc soit } h_t = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}.$$

Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art: 7.5.1 RPA 2024) qui sont les suivantes :

Donc on adopte une poutre principale de section **(30*40)** .

Vérification selon RPA 2024:

$$b \geq 25 \text{ cm} ; b = 30 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} ; h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de **(30×40) cm²**.

b. Poutres secondaires

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 3.6$ m)

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \rightarrow 26 \leq h_t \leq 36 \text{ donc soit } h_t = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm .}$$

Vérification:

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 2024) qui sont les suivantes:

Donc on adopte une poutre principale de section **(30×35)** .

Vérification selon RPA 2024:

$$b \geq 20\text{cm} ; b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} ; h = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

Les condition du RPA son vérifiées donc les poutres secondaires à une section de **(30*35) cm²**.

II.3.2 Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA 2024.
- Les exigences de RPA en zone V.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA 2024, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone V.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min } (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

On adopte les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA 2024 citées ci-dessus. Ce qui peut être modifié encore une fois après l'analyse dynamique.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- **(45*45) cm²** pour les poteaux des étages (**Sous-sol , RDC et 1^{er}**).

Vérification (RPA 2024) : Pour **(45*45) cm²**

$$\begin{cases} \text{Min (45,45)} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{45}{45} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

- **(40*40) cm²** pour les poteaux des étages (**2^{er} et 3^{eme} et 4**).

Vérification (RPA 2024) : Pour **(40*40) cm²**

$$\begin{cases} \text{Min (40,40)} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

- **(35*35) cm²** pour les poteaux des étages (**5^{eme} et 6^{eme}**).

Vérification (RPA 2024) : Pour **(35*35) cm²**

$$\begin{cases} \text{Min (35,35)} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

II.3.2.1 Descente de charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura considéré :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

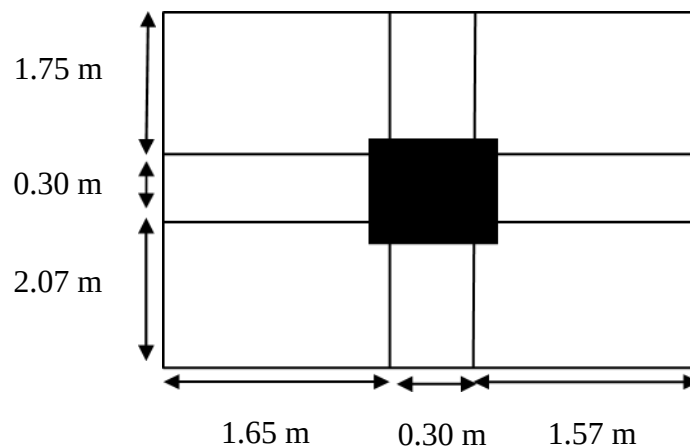
La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

- Surcharges différentes selon la loi de dégression:

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Figure 15 : Emplacement du poteau le plus sollicité (sur le plan).



Surface afférente :

$$S = (1.75 \times 1.65) + (1.75 \times 1.57) + (2.07 \times 1.65) + (1.57 \times 2.07)$$

$$S = 12.30 \text{ m}^2$$

Les poutres:

$$\begin{cases} G_{pp} = [(2.07 + 1.75) \times (0.30 \times 0.40)] \times 25 = 11.46 \text{ KN.} \\ G_{ps} = [(1.65 + 1.57) \times (0.30 \times 0.35)] \times 25 = 8.45 \text{ KN.} \end{cases}$$

Donc : $G_{poutres} = 19.91 \text{ KN.}$

Les poteaux:

$$G_{pot} = S \times h \times 25.$$

Tableau 10: Différentes sections de Poteau.

Étage	Sous-sol	RDC et 1 ^{er}	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	5 ^{eme} 6 ^{eme}
S (m ²)	0.2025	0.2025	0.16	0.1225
h(m)	4.20	3.06	3.06	3.06
G_{pot} (KN)	21.26	15.49	12.24	9.37

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 12.30 \times 3.70 = 55.24 \text{ KN.} \\ Q = 12.30 \times 1 = 12.30 \text{ KN.} \end{cases}$$

Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 12.30 \times 5.16 = 63.46 \text{ KN.} \\ Q = 12.30 \times 1.5 = 18.45 \text{ KN.} \end{cases}$$

Application de la dégression

- Un bâtiment en béton armé (sous-sol , R+6) à usage multiple :
- Plancher Sous-sol $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher 1er au 6ème (habitations) $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher terrasse (non accessible) $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est égale à 6, donc le coefficient $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet : $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage : $Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage : $Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Dégression des charges d'exploitation.**Tableau 11:** Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
6	$Nq_0=1,00$	1
5	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
4	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
3	$Nq_3=q_0+0,90 (q_1+q_2+q_3)$	5,05

2	$N_{q4}=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
1	$N_{q5}=q_0+0,80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
RDC	$N_{q6}=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6)$	7.75
Sous-sol	$N_{q7}=q_0+0.70 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6+q_7)$	8.5

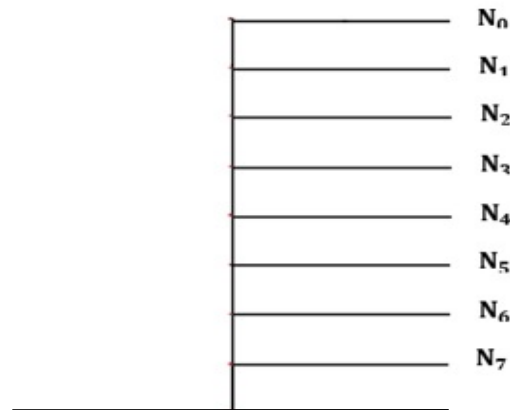


Figure 15: Schéma statique de la descente de charge.

Descente de charges :

Tableau 12: Descente de charge de poteau.

Etages	Niveau	Elément	Poids Propre G (KN)	Charge D'exploitation Q (KN)
6 ^{ème}	N ₀	Plancher terras + toiture	$12.30 \times 6.31+55.24=132.85$	$12.30 \times 1= 12.30$
		Poutres	19.91	
		Total	134.90	12.30
5 ^{ème}	N ₁	Venant N ₀	134.90	18.45×2.5 ~~= 46.12~~
		Poteau	0.12×3.06 $\times 25 = 9.18$	

		Plancher étage	12.30×5.16 $= 63.46$	
		Poutres	19.91	
	Total		227.45	
4^{ème}	N ₂	Venant N ₁	227.45	$18.45 \times 3.85 =$ ~~71.03~~
		Poteau	9.18	
		Plancher étage	63.46	
		Poutres	19.91	
	Total		320	
3^{ème}	N ₃	Venant N ₂	320	$18.45 \times 5.05 =$ ~~93.17~~
		Poteau	12.24	
		Plancher étage	63.46	
		Poutres	19.91	
	Total		415.61	
2^{ème}	N ₄	Venant N ₃	415.61	$18.45 \times 6.1 =$ ~~112.54~~
		Poteau	12.24	
		Plancher étage	63.46	
		Poutres	19.91	
	Total		511.22	
1^{er}	N ₅	Venant N ₄	511.22	$18.45 \times 7 =$ ~~129.15~~
		Poteau	15.49	
		Plancher étage	63.46	
		Poutres	19.91	
	Total		610.08	

RDC	N ₆	Venant N ₅	610.08	18.45 × 7.75 = 142.98
		Poteau	15.49	
		Plancher étage	63.46	
		Poutres	19.91	
	Total		708.91	
Sous-sol	N ₇	Venant N ₆	708.91	18.45 × 8.5 = 156.82
		Poteau	15.49	
		Plancher étage	63.46	
		Poutres	19.91	
	Total		807.77	
En ELU			1.35 G = 1090.48	1.5 Q = 235.23
Effort normal à la base du poteau			N _U = 1325.71 KN	

II.3.2.2 Calcul de la capacité portante (N_u) :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de

15% tel que : $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$.

Donc : $N_u = 1.15 \times 1325.71 = 1524.56 \text{ KN}$

Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B_c} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } B_c : \text{section du béton.}$$

$$B_c \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B_c \geq \frac{1524.56 \times 10^{-3}}{15} = 0.101 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = a \times b = 0.45 \times 0.45 = 0.202 \text{ m}^2$$

$B = 0.202 \text{ m}^2 > B_c = 0.101 \text{ m}^2 \dots$ Condition vérifiée.

Donc les sections des poteaux choisis sont vérifiées à la compression simple.

II.3.2.3 Vérification au flambement

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

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

$f_e = 400 \text{ MPa}$

B_r : section réduite du poteau pour éliminer tout défaut de coffrage.

$$B_r = (b - 0.02) \times (h - 0.02) \text{ m}^2$$

γ_b : coefficient de sécurité de béton : $\gamma_b = 1.5$.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers : $\gamma_s = 1.15$.

α : coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec : $B = 0.12 \text{ m}^2$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

A : La section d'acier comprimé.

$$A = \max (A_{BAEL} ; A_{RPA})$$

Selon BAEL [1] :

$$A_{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2 / \text{m de périmètre} ; 0.2\% B)$$

Selon RPA2024 :

$$A_{RPA} = 1.0\% B \dots \dots \dots (\text{Zone v})$$

Niveaux	Dimension (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ	α	B _r (m ²)	A _s (cm ²)	N̄ (KN)
6 ^{ème} et 5 ^{ème}	35 × 35	3.06	2.142	0.0012	0.132	16.22	0.77	0.1089	12.25	1880.92
4 ^{ème} au 2 ^{er}	40 × 40	3.06	2.142	0.0021	0.114	18.78	0.76	0.1444	16	2455.25
1 ^{er} et RDC	45 × 45	3.06	2.142	0.0034	0.130	16.47	0.77	0.1849	20.25	3178.88
SOUS-SOL	45 × 45	4.20	2.940	0.0034	0.130	22.33	0.75	0.1849	20.25	3096.31

Etage	G (KN)	Q (KN)	N _{ultime}	1.15N _{ulti} me	N̄ _u	1.15N _{ulti} me ≤ N _u (KN)
6 ^{ème}	134.90	12.30	200.56	230.64	1880.92	C.V
5 ^{ème}	227.45	46.12	376.23	432.67	1880.92	C.V
4 ^{ème}	320	71.03	538.54	619.32	2455.25	C.V
3 ^{ème}	415.61	93.17	700.82	805.95	2455.25	C.V
2 ^{ème}	511.22	112.54	858.95	987.80	2455.25	C.V
1 ^{er}	610.08	129.15	1017.33	1169.93	3178.88	C.V
RDC ^{ème}	708.91	142.98	1171.49	1347.22	3178.88	C.V
SOUS-SOL	807.77	156.82	1325.71	1524.57	3096.31	C.V

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_{r\text{calcul}} \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

ETAGE	$B_{r\text{calcul}} \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$
6 ^{ème}	0.1089 m ² ≥ 0.011 m ²
5 ^{ème}	0.1089 m ² ≥ 0.022 m ²
4 ^{ème}	0.1444 m ² ≥ 0.032 m ²
3 ^{ème}	0.1444 m ² ≥ 0.041 m ²

2 ^{eme}	$0.1444 \text{ m}^2 \geq 0.051 \text{ m}^2$
1 ^{er}	$0.1849 \text{ m}^2 \geq 0.060 \text{ m}^2$
RDC	$0.1849 \text{ m}^2 \geq 0.069 \text{ m}^2$
Sous-sol	$0.1849 \text{ m}^2 \geq 0.080 \text{ m}^2$

II.3.3 Voile :

a. Définition et Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles en béton armé sont des éléments verticaux de contreventement, de faible épaisseur par rapport à leurs dimensions en plan, destinés à reprendre les efforts horizontaux, notamment sismiques, et à assurer la rigidité et la stabilité globale de la structure.

Pour leur pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du RPA2024.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$l_w = \max\left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1m\right) \text{ avec } b_w \geq \max\left(15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20}\right).$$

l_w : longueur du voile.

b_w : L'épaisseur des voile (**$b_{w_{\min}} = 15 \text{ cm}$**)

h_e : Hauteur libre d'étage.

Exemple:

On a:

$$h_e = H - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m} \dots \text{pour le RDC.}$$

$$b_w \geq \max\left(15 \text{ cm} ; \frac{266}{20}\right) \rightarrow b_w \geq 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $b_w = 20 \text{ cm}$.

$$l_w = \max\left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1m\right) = \max(0.86 \text{ m} ; 0.6 \text{ m} ; 1 \text{ m})$$

Donc on adopte : $l_w = 1 \text{ m}$.

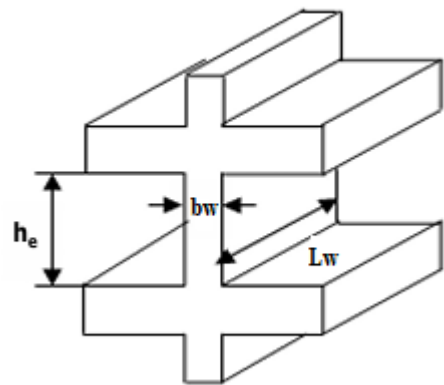


Figure 16: Coupe de voile en élévation.

II.4 Conclusion :

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.

a. Plancher :

Plancher à corps creux 16+4 cm.

b. Voile :

Un voile d'épaisseur de $b_w = 15 \text{ cm}$.

c. Poutres :

Poutre principale : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.

Poutre secondaire : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$.

d. Poteau :

La dimension de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ pour Sous-sol , RDC et 1^{er} étage .

La dimension de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ pour 2 , 3 et le 4^{eme} étage.

La dimension de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ pour 5^{eme} et 6^{eme} étage.

e. Escalier :

$e = 18 \text{ cm}$ pour la paillasse.

$e = 18 \text{ cm}$ pour le palier de repos.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaire

III.1 Introduction

Dans une structure, on distingue généralement deux catégories d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux, qui participent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires, qui ne jouent aucun rôle dans le contreventement de la structure.

Par conséquent, des éléments tels que l'escalier et planchers sont considérés comme secondaires. Leur étude est donc indépendante de l'action sismique, puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise des efforts sismiques. Cependant, ils demeurent liés à la géométrie interne de la structure.

III.2 Calcul des escalier

III.2.1 Définition

Les escaliers représentent le moyen de circulation verticale le plus couramment utilisé. En effet,

quel que soit le type de construction, ils demeurent essentiels : que ce soit comme moyen principal

de circulation dans une maison individuelle, ou comme issue de secours ou d'usage secondaire dans

les immeubles collectifs ou les établissements recevant du public.

Divers dispositifs permettent de franchir une différence de niveau, selon l'importance de la dénivellation et l'espace disponible, en allant de la pente la moins inclinée à la plus raide.

➤ Schéma statique

Palliasse : $G_1 = 8,85 \text{ KN/ml}$

$Q_1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

Palier : $G_2 = 6,06 \text{ KN/ml}$

$Q_2 = 2,5 \text{ KN/ml}$

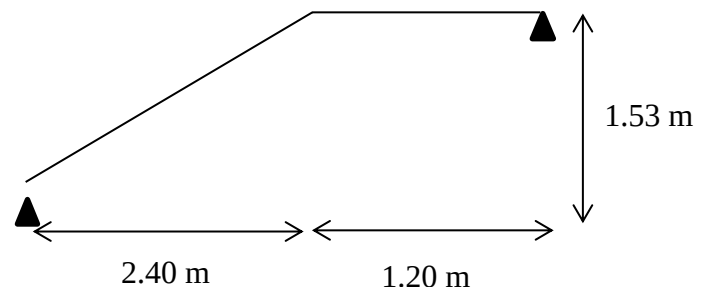


Figure 17: Section théorique pour le ferrailage de l'escalier

charges et surcharges

Palliasse : $G_1 = 8,85 \text{ KN/m}^2$

: $Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Palier : $G_2 = 6,06 \text{ KN/m}^2$

: $Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Mur extérieure :

$$P_{\text{mur}} = G \times h_{\text{mur}} \times 1 = 2,52 \times 1,08 \times 1 = 2,72 \text{ KN/ml}$$

III.2.2 Combinaisons des charges

a) Calcul des charges a l'ELU et l'ELS

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

a) Palliasse

L'ELU

$$q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 8,85 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_{u1} = 15,70 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1 = 8,85 + 2,5$$

$$q_{ser1} = 11,93 \text{ KN/ml}$$

b) Palier

L'ELU

$$q_{u2} = 1,35 G_2 + 1,5 Q_2 = 1,35 \times 6,06 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_{u2} = 11,93 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2 = 6,06 + 2,5$$

$$q_{ser2} = 8,56 \text{ KN/ml}$$

c) Mur extérieure

L'ELU

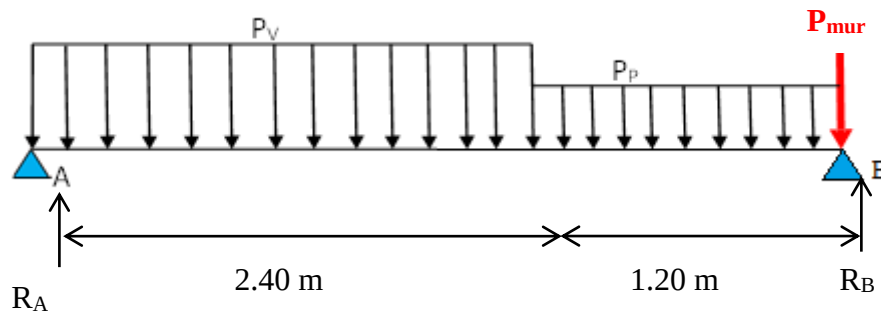
$$q_{u3} = 1,35 G_3 = 1,35 \times 2,52$$

$$q_{u3} = 3,40 \text{ KN/ml}$$

L'ELS

$$q_{ser3} = G_3 = 2,52 \text{ KN/ml}$$

III.2.3 Calcul des sollicitations :



a. Calcul des réactions

➤ ELU

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow 3.60 R_A - (15.70 \times 2.40 \times 2.40) - (11.93 \times 1.20 \times 0.6) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 27.50 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.70 \times 2.40) + (11.93 \times 1.20) \Rightarrow R_B = 24.50 \text{ kN.}$$

➤ ELS

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow 3.60 R_A - (11.93 \times 2.40 \times 2.40) - (8.56 \times 1.20 \times 0.6) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 20.21 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.93 \times 2.40) + (8.56 \times 1.20) \Rightarrow R_B = 18.09 \text{ kN.}$$

b. Calcul des moments et efforts tranchants :

➤ ELU

Pour : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 27.50 - 15.70 x$$

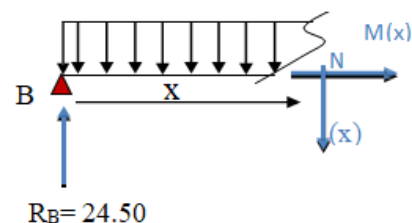
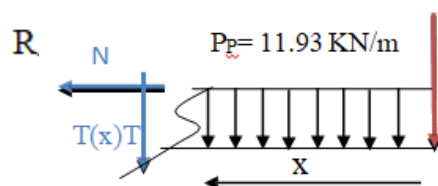
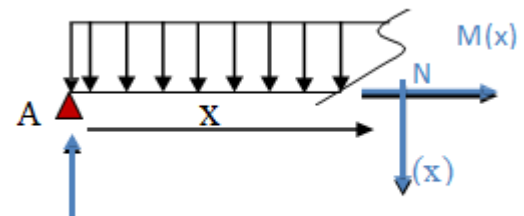
$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 27.50 \text{ kN.m} \\ x = 2.40 \rightarrow T(x) = -10.18 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow M(x) = 27.5 x - 15.70 x^2 / 2$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \\ x = 2.40 \rightarrow M(2.40) = 17.75 \text{ KN.m} \\ x = 1.75 \rightarrow M(1.75) = 24.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$



Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 24.50 - 11.93 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 24.50 \text{ kN.m} \\ x = 1.20 \rightarrow T(x) = 10.18 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 27.5 x - 11.93 x^2 / 2 \Rightarrow$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \\ x = 1.20 \rightarrow M(1.20) = 22.24 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ ELS

Pour : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 18.09 - 11.93 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 18.09 \text{ kN.m} \\ x = 2.40 \rightarrow T(x) = -10.54 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 18.09 x - 11.93 x^2 / 2 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 18.09 - 11.93 x = 0$$

$$x = 1.516$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \\ x = 1.516 \rightarrow M(1.516) = 13.71 \text{ kN.m} \\ x = 2.40 \rightarrow M(2.40) = 9.05 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 2.52 - 8.56 x$$

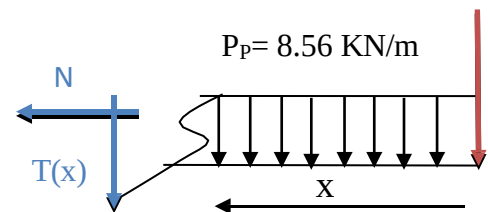
$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 2.52 \text{ kN.m} \\ x = 1.20 \rightarrow T(x) = -7.75 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 2.52 x - 8.56 x^2 / 2$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \\ x = 1.20 \rightarrow M(1.20) = -3.14 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Remarque :



T(x) x Après analyse des résultats, on constate que le moment en appui est important par rapport à celui en travée, pour ce faire afin de respecter le critère économie nous allons calculer comme suit :

→ Pour le ferrailage en travée on prend le moment max en travée :

$$M_{tu}^{max} = 1.75 \text{ KN.m à } 2.40$$

$$M_{ts}^{max} = 13.71 \text{ KN.m à } 1.516$$

→ Pour le ferrailage aux appuis on prend le moment maximal trouvé au niveau de l'appui B calculé dans le deuxième tronçon, soit M_{au}^{max}

$$M_{au}^{max} = 24.08 \text{ KN.m à } 1.75 \text{ (appuis B)}$$

$$M_{as}^{max} = 9.05 \text{ KN.m à } 2.40 \text{ (appuis B)}$$

→ Pour le ferrailage transversal on prend l'effort tranchant max trouvé en ELU :

$T_u = 10.18 \text{ KN.m}$ En raison de l'encastrement partiel des appuis de l'escalier, les moments obtenus ont été corrigés avec les coefficients suivants :

Le moment sur appuis : $M_a = (0.3, 0.5) M_{o\max}$

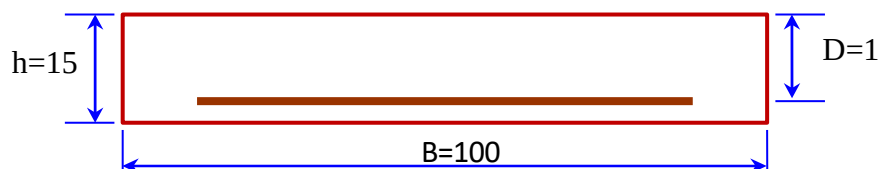
Le moment sur travée : $M_t = (0.7, 0.85) M_{o\max d}$

Tableau 13: Sollicitations dans l'escalier

Désignation	$M_a = 0.5 M_o$	$M_t = 0.75 M_o$	$T_u \text{ (KN)}$
ELU	12.08	1.31	
ELS	4.52	10.28	10.18

III.2.4 Calcul du Ferrailage

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur. Pour simplifier les calculs on prend $e = 15 \text{ cm}$.



a. Armatures longitudinales :

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}, f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}, \mu_l = 0.392 ;$$

$$M_u = b = 1,00 \text{ m}, \quad d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$(C: \text{l'enrobage}), \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad z = d(1 - 0.4\alpha),$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z}$$

➤ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau 14: Ferrailage longitudinal de L'escalier

Ferrailage longitudinal de L'escalier					
Désignation	M _U (KN. m)	μ	α	Z(cm)	A ^{cal} (cm ²)
Travée	1.31	0.005	0.006	12.96	0.30
Appuis	12.08	0.050	0.064	12.66	2.74

b. Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1) ou (BAEL B.6 .4) [1] :

$$A_{\min} = \max \left(0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.001 \times 100 \times 15 \right) = \max (1.57 ; 1.55)$$

$$\rightarrow A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 .$$

$$A_s \leq A_{\min} \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min})$$

➤ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau 15: Le choix de ferrailage longitudinal

Le choix de ferrailage longitudinal				
Désignation	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	St (cm)
Appuis	2.74	1,57	4 HA 8 = 2.01	25
Travée	0.30	1,57	4 HA8 =2.01	25

c. Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.525 \text{ cm}^2$$

➤ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau 16:Le choix de ferrailage de répartition

Le choix de ferrailage de répartition

Désignation	(cm ²)	A _{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	0.525	4HA8 = 2.01	25cm
Appuis	0.525	4HA8 = 2.01	25 cm

d. Espacement entre les armatures : (BAEL A.8.2, 42)

➤ **Armatures longitudinales :**

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} \text{Travée : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \dots \text{cv} \\ \text{Appuis : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \dots \text{cv} \end{cases}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$St \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} \text{Travée : } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Appuis)} \dots \text{cv} \\ \text{Appuis : } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Travée)} \dots \text{cv} \end{cases}$$

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \rightarrow \tau_u = \frac{10180}{1000 \times 130} = 0.078 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peut nuisible (**BAEL A.5.1, 211**)
alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ avec } \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa (pour les dalles)}$$

$$\tau_u = 0.078 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

Remarque :

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.6 Vérification à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - d')A'_s - nA'_{st}(d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + nA'_s(d - y)^2 + nA'_{st}(d - y)^2$$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

n = 15

$$\bullet \text{ en travée : } \begin{cases} M_{ts} = 13.71 \text{ KN.m} \\ y = 2.51 \text{ cm} \\ I = 3844.81 \text{ cm}^4 \\ A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0.895 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ CV.}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

$$\bullet \text{ en appui : } \begin{cases} M_a = 4.52 \text{ KN.m} \\ y = 2.51 \text{ cm} \\ I = 3844.81 \text{ cm}^4 \\ A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0.295 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ CV.}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

III.2.7 Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = 0.062 \geq \max \left[\frac{M_t}{10M_0} \frac{1}{16} \right] = 0.062 \dots \dots \dots \text{ CV.} \\ 2: \rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow A_{st} = \frac{4.2 \times 1000 \times 130}{400} = 13.65 \dots \dots \dots \text{ CV.} \\ 3: L = 2.40 < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{ CV.} \end{array} \right.$$

Avec,

h_t : Hauteur totale d'escalier = 15cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}} = 10.28 ; 11.65 \text{ KN.m}$;

$A_{t \text{ travée}}$: Section d'armature en travée $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$;

L: longueur de la travée considérée : $L = 2.40 \text{ m}$;

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ ser}} = 9.75 \text{ KN.m}$

Remarque : La condition (1) n'est pas vérifiée donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche.

• Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée

$$y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} \rightarrow \text{avec } \begin{cases} s_1 = b \times h \\ s_2 = 15 \times A_t \end{cases}$$

$$\text{et } \begin{cases} y_1 = \frac{h}{2} \\ y_2 = d \end{cases}$$

$$y_G = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{b_0 \times h + 15 A_t} = 7.60 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b (h - y_G)^3}{3} + 15 A_t (d - y_G)^2 + A'_s (y_G - d)^2$$

$$I_0 = 29019.066 \text{ cm}^4$$

Il faut que

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ (BAEL B. 6.5.2, B. 6.5.2)}$$

I_{fi} : L'inertie fissurée

E_i : Module instantané de béton ($E_i=32164.2\text{MPa}$)

Calcul des moments d'inertie fissurés I_f : (BAELB.6.5.2)

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Calcul des coefficients λ :

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.5 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

Le pourcentage d'armature tendue ρ :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015$$

$$\rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 13.58 \\ \lambda_v = 5.43 \end{cases}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \right\}$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{st}(d - y)}{I_0} = \frac{15 \times 11.65 \times 10^6 (130 - 76.083)}{29019.066 \times 10^4} = 32.46 \text{ MPA}$$

$$\mu = 0$$

$$I_{fi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 29019.066}{1 + 4.83 \times 0} \rightarrow I_{fi} = 31920.97 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{11.65 \times 10^6 \times 2400^2}{10 \times 32164.2 \times 31920.97 \times 10^4} = 0.0335 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm}$$

$f = 0.0335 < \bar{f} = 0.48$. Donc la flèche est vérifiée.

III.3 Calcul du balcon :

III.3.1 Introduction :

La dalle pleine constitue un élément structural dont les conditions d'appui peuvent varier, pouvant reposer sur deux, trois ou quatre côtés, ou être assimilée à une console dans le cas d'un appui unique. Son analyse et son dimensionnement s'effectuent généralement par panneaux de dalle, définis comme des portions délimitées par les appuis. Chaque panneau fait l'objet d'une étude spécifique tenant compte à la fois de ses conditions d'appui et du rapport entre sa petite dimension et sa grande dimension, paramètre déterminant pour caractériser son comportement mécanique et orienter les méthodes de calcul adoptées.

III.3.2 Méthode de calcul

Notée ρ tel que : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ Avec,

L_x : la plus petite dimension du panneau (entre nus d'appui).

L_y : la plus grande dimension du panneau (entre nus d'appui). Nous notons également,

Si : $\rho \leq 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

$L_x = 1,2$

$L_y = 3,1$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{3.10} = 0.38$$

$\rho = 0.38 < 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens (comme une console)

III.3.3 Evaluation des charges

- Epaisseur de la dalle. $e = 15$ cm
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
- Charge permanentes : $G_1 = 5.31 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge de Mur : $G_2 = 1.62 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/m}$

III.3.4 Combinaisons

- L'ELU :

$$\begin{cases} q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 \\ q_u = 1.35 (5.31) + 1.5 (3.5) \end{cases} \rightarrow q_u = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} p_u = 1.35 G_2 \\ p_u = 1.35 \left(1.62 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 1.1\text{m} \times 1\text{m} \right) \end{cases} \rightarrow q_u = 2.40 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Q_u = 1.5 Q_2 \\ Q_u = 1.5 (1) \end{cases} \rightarrow q_u = 1.50 \text{ KN}$$

➤ **L'ELS :**

$$\begin{cases} q_s = G_1 + Q_1 \\ q_s = 5.31 + 3.5 \end{cases} \rightarrow q_s = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$\{p_s = G_2 = 1.62 \text{ KN}$$

$$\{Q_s = Q_2 = 1 \text{ KN}$$

a) Les moments et Les efforts tranchants :

➤ **L'ELU :**

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$\begin{cases} M_u(x) = -q_u \frac{x^2}{2} p_u(x) - 1.1 Q_u \\ M_u(x) = -6.21 x^2 - 2.4 x - 1.65 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_u(0) = -1.65 \text{ KN.m} \\ M_u(1.2) = -13.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_u(x) = q_u(x) + p_u \\ T_u(x) = 12 x - 2.4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_u(0) = 2.4 \text{ KN.m} \\ T_u(1.2) = 17.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'ELS

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$:

$$\begin{cases} M_s(x) = -q_u \frac{x^2}{2} p_s(x) - 1.1 Q_s \\ M_s(x) = -4.40 x^2 - 1.62 x - 1.1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_s(0) = -1.1 \text{ KN.m} \\ M_s(1.2) = -8.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_s(x) = q_s(x) + p_s \\ T_s(x) = 8.81 x - 1.62 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_u(0) = 1.62 \text{ KN.m} \\ T_u(1.2) = 12.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.5 Diagramme des moments et des efforts tranchant :

Tableau 17: Diagramme des moments et des efforts tranchant .

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.2	X=0	X=1.2
T(x) KN	2.4	17.30	1.62	12.2
M(X) KN.m	1.65	13.47	1.1	8.32

III.3.6 Calcul du ferrailage :

a) Armatures principale :

$$b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}, d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$M_u = 13.47 \text{ KN.M}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{13.47}{1 \times 0.09^2 \times 14.17} \times 10^{-3} = 0.052$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13.47}{8.32} = 1.61$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.371$$

D'OU :

$$\mu_{bu} = 0.055 < \mu_{lu} = 0.371 \quad \Rightarrow \quad A' = 0 \text{ (section simplement armée S. S. A).}$$

$$\mu_{bu} = 0.055 < 0.371 \quad \Rightarrow \quad \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.135 (1 - 0.6 \times (0.052)) = 0.13$$

$$A_L = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot Z} = \frac{13.47}{1 \times 0.135 \times 14.17} = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } A_u = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

b) Armature de répartition :

$$A_t = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}10 = 5.50 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

b) Vérifications :

❖ **A l'ELU :**

- Condition de non fragilité(BAEL91 A4.2) :

$$A_l \geq A_{min}$$

$$A_t \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 1.63 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.3 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

$$A_t = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

❖ **Vérification de disposition d'armature :**

Armature longitudinale :

$$S_t = (3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur du balcon = 15 cm

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Armature de répartition :

$$S_t = (4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2) :

$$T_{u \max} = 17.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min(0.13 f_{cj}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 (25); 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{17.30 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.13 < 3.25 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Vérification de l'adhérence d'appui (Art A 6.1.3 BAEL 91) :

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \overline{\tau_{ser}} = \Psi_s, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Avec :

$\sum u_i$ = la somme des périmètres des barres.

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \times \tau \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

n : nombres des barres.

$$\tau_{ser} = \frac{17.30 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.90 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_{ser} = 0.90 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 2.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

❖ à L'ELS

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times \gamma}{I}$$

$$\text{On a : } b = 100 \text{ cm ; } d = 13.5 \text{ cm ; } M_{ser} = 8.32 \text{ KN.m ; } A_u = 7.92 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$\frac{1}{2} by^2 + \eta(y - c')A'_s - \eta(d - y)A_s = 0 \quad y = 3.44 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante :

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

$$I = \frac{100 \times 3.44^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times \gamma}{I} = \frac{8.32 \times 3.44}{7322.87} = 3.90 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots CV.$$

La contrainte maximale dans les aciers tendus :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.67 ; 201.63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15 \times M_{ser} \times (d - \gamma)}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15 \times 8.32 \times 10^6 \times (135 - 34.4)}{7322.87 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 171.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots CV.$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV.} \\ \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq \frac{13.47}{10 \times 13.47} = 0.1 \dots\dots \text{CV.} \\ \frac{3.93}{100 \cdot 13.5} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{400} = 0.015 \dots \text{CV.} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

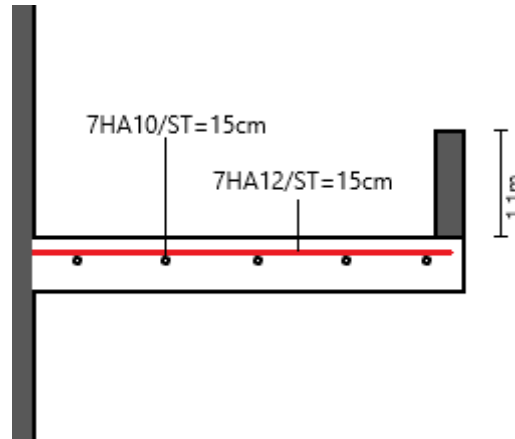


Figure 17: Schéma de ferrailage de balcon.

III.4 Calcul des planchers

III.4.1 Définition :

Les planchers sont les aires ou les surface planes séparant les étages d'une structure et supportant les charges d'exploitation, les charges de revêtement ainsi que leur poids propre.

Pour notre cas d'étude, on a opté pour des planchers à corps creux du fait de leurs performances en matière d'isolation thermique et phonique.

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments à surcharge modérée $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$, consiste à utiliser des corps creux, ces dernières sont liées et supportées par des nervures coulées sur place ou bien préfabriquées. La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

III.4.2 Plancher à corps creux :

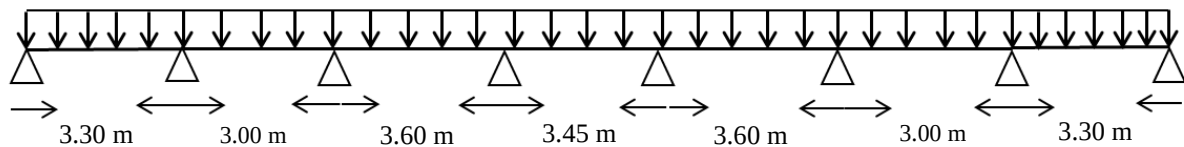
Ce type de plancher est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelles.
- Dalle de compression.

- **Différent types de poutrelles:**

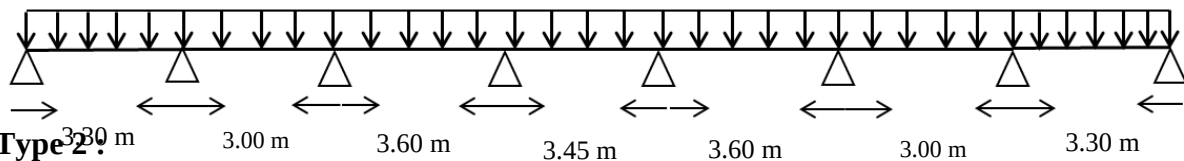
Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

a. Plancher terrasse inaccessible + Sous-sol : on a 1 seul type de poutrelles:

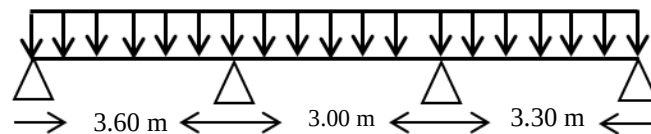


b. Etage courant + RDC : on a 2 type de poutrelles :

Type 1 :



Type 2 :



III.4. 3 Choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

III.4. 3 .1 Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)

❖ Conditions d'application (Article B.6.2.210)

Cette méthode s'applique si les conditions suivantes sont satisfaites :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G) ;$
2. le rapport entre deux portées successives doivent satisfaire la condition ;

$$0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25 ;$$

3. la fissuration doit être est peu nuisible (F.P.N) (élément qui n'est pas en contact avec les intempéries);

4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$). On note :

- Si la première condition n'est pas vérifiée cela signifie que c'est un plancher a surcharge élevée, donc nous appliquons « la méthode de Caquot » ;
- Si la première condition est vérifiée mais la seconde, la troisième ou la quatrième

condition ne sont pas vérifiées, nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

➤ **Application de la méthode (Article E.1.2 P128) [1]**

• **Moments aux appuis ($M_a < 0$)**

$$M_a \begin{cases} -0.6 M_0 : \text{sur un appui central d'une poutrelle à 2 travées.} \\ -0.5 M_0 : \text{sur les appuis voisins de rive d'une poutrelle à plus de 2 travées.} \\ -0.40 M_0 : \text{sur tous les autres appuis intermédiaire pour les poutrelles à plus de 3 travées.} \end{cases}$$

Avec, M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

Remarque :

Les moments au niveau des appuis de rive sont nuls, cependant d'après (Art 7.10/a P77) , le règlement exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis pour équilibrer un moment fictif égal :

$$M_a^{rive} = -0,15 M_0$$

Tel que $M_0 = \max (M_0^1, M_0^n)$.

les moments en travée par la méthode forfaitaire		
Moment	Conditions	Formules
Moments en travées	01	$M_T + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [1.05 ; 1 + 0.3\alpha] M_0$
	02	$M_T \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.}$
		$M_T \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.}$

Tableau 18: les moments en travée par la méthode forfaitaire

Avec,

M_T : le moment maximal en travée qui est pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_g et M_d : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ;

$\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge du plancher « le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation » ;

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison »

• **Evaluation des efforts tranchants**

Pour calculer l'effort tranchant par la méthode forfaitaire, nous supposons que sur tous

les appuis, l'effort tranchant hyperstatique ' V ' est égale à l'effort tranchant isostatique ' V_0 ' sauf sur les appuis voisins de rive où l'effort tranchant isostatique doit être majoré comme suit :

- $\left(\frac{q_u \times l_i}{2}\right)$: appuis de rive ;
- $1.15 \left(\frac{q_u \times l_i}{2}\right)$: dans le cas d'une poutre à deux travées (appuis intermédiaire) ;
- $1.1 \left(\frac{q_u \times l_i}{2}\right)$: pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées (appuis intermédiaire).

Avec,

q_u : la charge sur les poutrelles ;

l_i : la longueur de la travée considérée.

Les diagrammes des efforts tranchants sont représentés dans les figures suivantes :

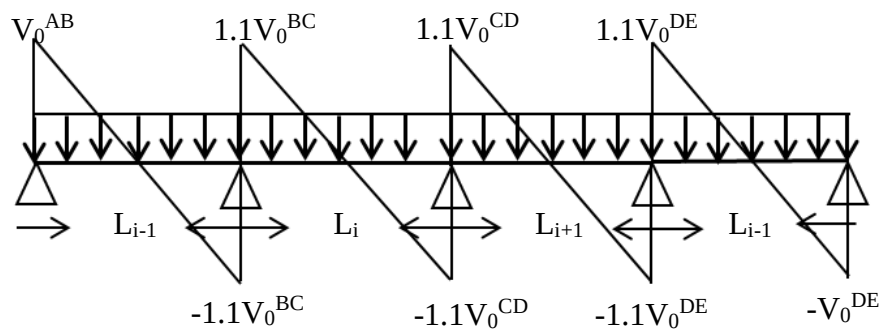


Figure 18: Diagramme des efforts tranchants une poutre à plusieurs travées.

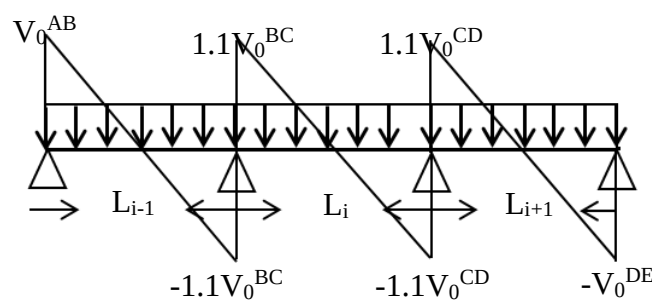


Figure 19: Diagramme des efforts tranchants une poutre à trois travées.

III.4. 3.2 Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99)

- **Condition d'application Article B.6.2, 220 [1]**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé :
($Q > \min(5 \text{ KN/m}^2; 2G)$).

➤ **Principe de la méthode Article B.6.2, 221 [1]**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

➤ **Application de la méthode**

• **Moments aux appuis article E.2.2,1 [1]**

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

$l'_g ; l'_d$: Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré ;

$q_g ; q_d$: Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$\begin{cases} l' = 0.8l & \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire.} \\ l' = l & \dots \dots \dots \text{travée de rive.} \end{cases}$

• **Moment en travée article E.2.2, 2 [1]**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

Avec :

$$M_t(x) = q \times \left(\frac{x}{2}\right) \times (1 - x) ; x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

• **Efforts tranchants (Article E.2.2, 3) [1]**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_i \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée ;

M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée ;

l_i : Portée de la travée

III.4. 3.3 Méthode de Caquot minoré

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de

Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée

$$G' = \frac{2}{3} G$$

Remarque :

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G .

III.4.4 Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

♣ Vérifications des conditions d'applications de la méthode forfaitaire

- Etage courant + RDC + Sous-solt ($Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$) ;

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.32 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots(\text{C.V}).$$

- Plancher Terrasse

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (12.62 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots(\text{C.V}).$$

- Le rapport entre deux (02) travées successives ;

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25;$$

$$\frac{3.30}{3} = 1.1 \rightarrow 0.8 \leq 1.2 \leq 1.25 \dots\dots\dots(\text{C.V}).$$

- Le moment d'inertie est constant ($I=\text{cst}$)(C.V).

- Fissuration peu nuisible (FPN).....(C.V).

Donc : la méthode forfaitaire est vérifiée.

III.4.5 Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les charges reprises par les poutrelles sont résumées comme suit :

Tableau 19: Les chargements sur les poutrelles

	G	Q	ELU 1.35G + 1.5 Q		ELS G + Q	
			P _u	Q _u = 0.65× P _u	P _s	Q _s = 0.65× P _s
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m)	(KN/m ²)	(KN/m)
Terrasse inaccessible (16+4)	6,31	1	10.01	6.51	7.31	4.75
Habitation (du RDC au 6eme)	5,16	1.5	9.21	6	6.66	4.32

+SOUS-SOL						
-----------	--	--	--	--	--	--

III.4.6 Détermination des sollicitations des planchées :

Plancher terrasse :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.31} = 0.13$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1.04$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.62$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} = 0.52$$

Plancher Etage courant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.16} = 0.22$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.22) = 1.066$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} = 0.633$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.22}{2} = 0.533$$

III.4.7 Plancher terrasse :

ELU :

Tableau 20: Sollicitation a l'ELU (plancher terrasse)

Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	3.30	6.51	8.86	1.32	1.32	7.98	10.74	10.74
2	3.00	6.51	7.32	3.66	3.66	4.02	10.74	10.74
3	3.60	6.51	10.54	4.21	4.21	6.85	12.88	12.88
4	3.45	6.51	9.68	3.87	3.87	6.29	12.35	12.35
5	3.60	6.51	10.54	4.21	4.21	6.85	12.88	12.88
6	3.00	6.51	7.32	3.66	3.66	4.02	10.74	10.74
7	3.30	6.51	8.86	1.32	1.32	7.98	10.74	10.74

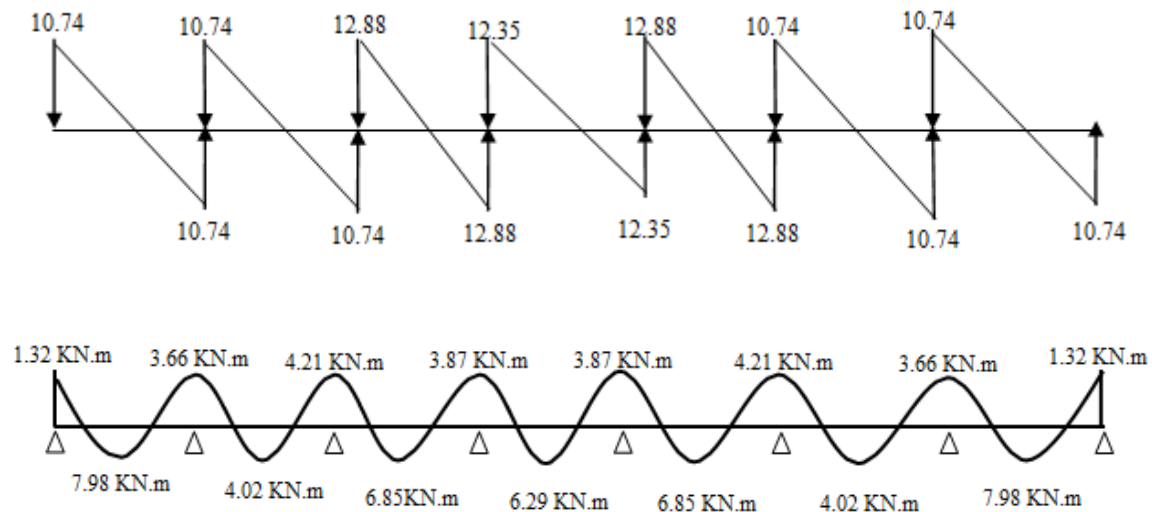


Figure 20: Evaluation des moments et efforts tranchants (plancher terrasse).

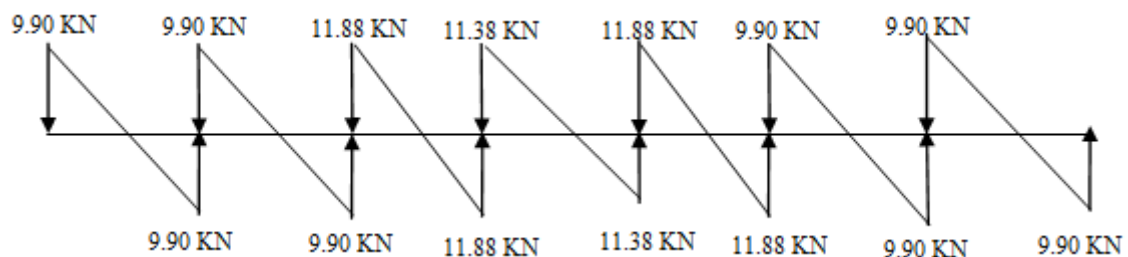
III.4.8 Plancher Etage courant:

Type 01 :

ELU :

Tableau 21: Sollicitation a l'ELU (plancher etage courant type 01)

Travée	L(m)	P _u (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	3.30	6	8.16	1.22	1.22	7.34	9.90	9.90
2	3.00	6	6.75	3.37	3.37	3.71	9.90	9.90
3	3.60	6	9.72	3.88	3.88	6.32	11.88	11.88
4	3.45	6	8.92	3.56	3.56	5.80	11.38	11.38
5	3.60	6	9.72	3.88	3.88	6.32	11.88	11.88
6	3.00	6	6.75	3.37	3.37	3.71	9.90	9.90
7	3.30	6	8.16	1.22	1.22	7.34	9.90	9.90



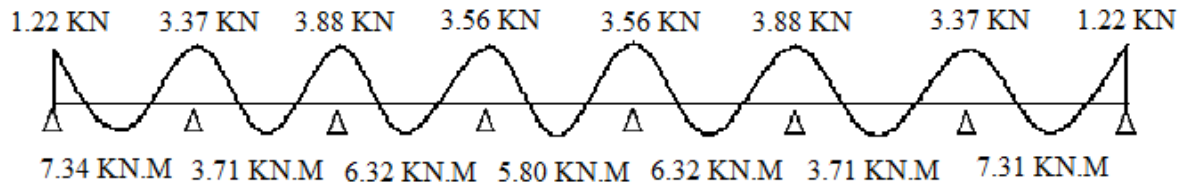


Figure 21: Evaluation des moments et efforts tranchants (plancher étage courant type 01)

Type 2 :

Tableau 22 : Sollicitation a l'ELU (plancher étage courant type 02)

Travée	L(m)	P _u (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	3.60	6	9.72	1.45	1.22	8.87	10.80	10.80
2	3.00	6	6.75	3.37	3.37	3.71	9.90	9.90
3	3.30	6	8.16	1.22	1.45	7.23	10.89	11.89

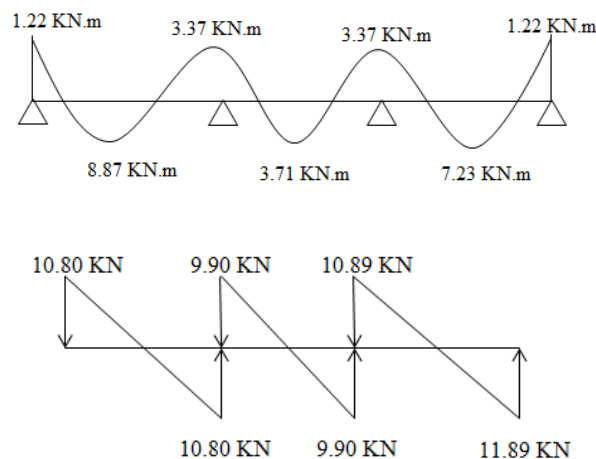


Figure 22: Evaluation des moments et efforts tranchants (plancher étage courant type 02)

III.4.9 Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

ELU :

Calcul de moment résistant de la section en T:

$$M_0 = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $d = 18\text{cm}$.

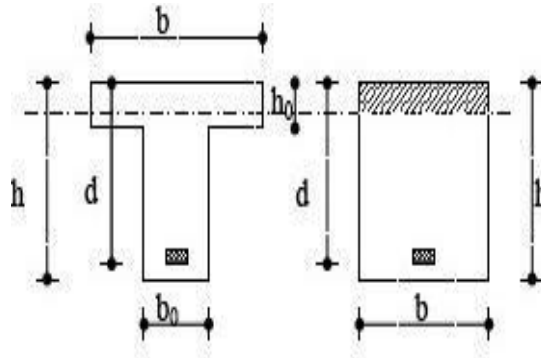


Figure 23: Coupe de section rectangulaire et section en T.

Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\delta_b + b + d^2} = \frac{7.34 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.024 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.03.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.03) = 17.78 \text{ cm}.$$

$$A_{tu} = \frac{M_t}{Z \times f_{su}} = \frac{7.34 \times 10^3}{17.78 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$M_t(\text{N.m})$	μ	μ_l	α	Z	$A(\text{cm}^2)$
7.34	0.024	0.392	0.03	17.78	1.18

appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_b + b + d^2} = \frac{3.88 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.084$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.109$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.109) = 17.21 \text{ cm}.$$

$$A_{au} = \frac{M_t}{Z \times f_{su}} = \frac{3.88 \times 10^3}{17.21 \times 348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$M_t(\text{N.m})$	μ	μ_l	α	Z	$A(\text{cm}^2)$
7.34	0.084	0.392	0.109	17.21	0.64

Condition de fragilité

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

	A_c	A_{min}	A_{max}	A_d
Travée	1.18	1.41	1.41	3HA10=2.36 cm²
Appui	0.64	0.21	0.64	2HA10=1.57 cm²

- Vérification de la l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \times b_0} = \frac{11.88 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.66$$

$$\overline{\tau_u} = 3.3$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots \dots \dots (c.v)$$

- Armature de répartition :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin} \right)$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

Travée :

$$A_t = \frac{A_{max}}{\frac{4 \times 2.36^2}{4}}$$

Appui :

$$\frac{1.57}{4} = 0.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2HA6.**

- Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : si } |T_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ (les effort } T_u \text{ sont négligable)} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|T_u| - |M_u| 0.9d)}{f_e} \\ 7.34 > 0.9 \times 0.18 \times 11.88 = 1.92 \text{ donc les efforts } T_u \text{ sont négligeables.} \end{array} \right.$$

- Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2$

- **Vérification de la bielle de béton : (B EL A.5.1, 313)**

$$T_U \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \rightarrow a \geq \frac{3.75 T_U}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 11.88 \times 10^3}{100 \times 25} = 1.77 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{I_{Gt}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) v} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

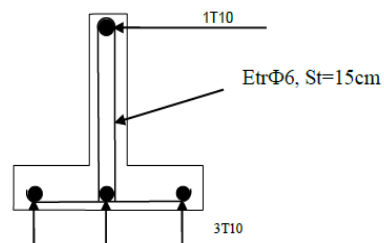
$$I_{Gt} = b \times \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h^3}{3} - [b + (b - b_0) \times h_0] v^2$$

$$v = h - v' = 20 - 9.38 = 10.62$$

$$v' = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2(b_0 + (b - b_0)) \times h_0} = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) \times 4^2}{2(10 + (65 - 10)) \times 4^2} = 9.38$$

- **Schéma de ferrailage :**

En travées :



sur appui :

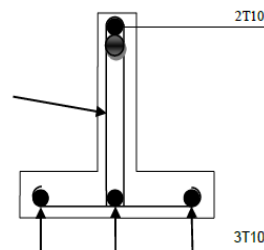


Figure 24: Ferrailage de poutrelle.

III.5 Etude de la table de compression :

Selon le CBA 93 article (B.6.8.4.2.3), la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

- **section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A \geq \frac{200}{f_e} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right) \text{ si : } L \leq 50 \text{ cm ;}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \left(\frac{cm^2}{ml} \right) \text{ si : } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm} ;$$

Avec (L : l'écartement entre axe des nervures).

- **section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :**

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

On a : L = 65 cm.

$F_e = 215 \text{ MPa}$.

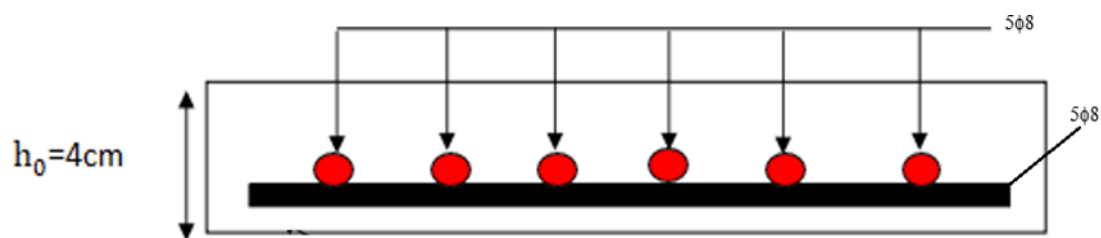
$$50 \text{ cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{215} = 1.21 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{//} \geq \frac{2.51}{2} = 1.26 \text{ cm}^2/ml$$

On prend : $A_{\perp} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/ml$

On prend un quadrillage de section 5HA8 avec un espacement de 20.

Schéma de ferrailage:



Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA 2024, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

Chapitre IV:

Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions. Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifiée selon les règles parasismiques algériennes. Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment (Sous-sol , R+6) à usage multiple avec justification d'interaction portiques voiles, est implanté à MILA C'est une zone classée par le RPA2024 comme zone sismicité moyenne (zone V) et dans un Site ferme (S3).

IV.2. Buts de l'analyse dynamique

Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure. -Déterminer les modes et les périodes propres. ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation.....($\beta=0,2$) Tab.4.5. RPA 2024

IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques

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.3.1. Méthode statique équivalente (Article 4.2 du RPA 2024)

a) Principe

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b) Conditions d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes : -Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).

-Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1).

c) Méthode de modélisation

- Le modèle du bâtiment à utiliser, dans chacune des deux directions de calcul, est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté, en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée, à partir de sections non fissurées, pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale

- Selon le RPA, la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.
- Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation

b.1) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors

représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b.2) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

b.3) Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

b.4) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

b.5) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

b.6) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV.4. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

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 Eq n. (4.1) :

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

Avec :

(T_0) : Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

λ : Coefficient de correction

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

IV.4.1. Définitions de la valeur des coefficients

- Coefficient de correction λ :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq 2T_2 \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveau} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

- Poids totaux de la structure « W » :

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

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure **$W_{Gi} = 22340.76 \text{ KN}$**

W_{Qi} : Charges d'exploitation **$W_{Qi} = 3240.84 \text{ KN}$**

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.1).

Donc le poids totale de la structure : **$W_i = 22988.92 \text{ KN}$**

Tableau 23: Coefficient d'accompagnement

Cas	Type d'ouvrage	Ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.3
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.4
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas : = 0.30

On a des poids des différents niveaux donné par le logiciel ROBOT :

- Spectre de calcul

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

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

❖ **Coefficient d'Accélération de Zone A.**

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	/
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.2
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

❖ **S : coefficient de site**

Le spectre, selon la zone sismique, est de

- Type 1 : appliqué aux zones sismiques IV, V et VI
- Type 2 : appliqué aux zones sismiques I, II et II

Pour les quatre classes de sol S1, S2, S3, et S4, les valeurs recommandées des paramètres S, T1, T2 et T3 sont données dans :

- le spectre de type 1 le pour tableau (3.3)

Tableau IV-2: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type1 (Zones IV, V et VI)

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)
S1	1.00	0.10	0.40	2.0
S2	1.20	0.10	0.50	2.0

S3 CRFED	1.30	0.15	0.60	2.0
S4	1.35	0.15	0.70	2.0

Notre bâtiment est implanté dans la région MILA de (zone V) et S3 pour notre cas on a :
 $S=1.3$; T_1 (s) = 0.15 s ; T_2 (s) = 0.60 s ; T_3 (s) = 2.0

❖ Coefficient d'importance, I

Les valeurs du coefficient d'importance, I, pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le Tableau (3.10) (cf. Eq. n. (1.2) & Annexe I).

Tableau 24: Valeurs des coefficients d'importance

Coefficient d'importance, I	Group d'importance			
Zone	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

❖ Coefficient de comportement global de structure (R)

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3. RPA 2024 en fonction du système de contreventement.

Sa valeur unique est donnée par le tableau (3.17) des RPA 2024 en fonction du système de contreventement.

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
-----	---	-------------

Tableau 25: Valeurs du coefficient de comportement R.

A)	Structures en béton armé	
1	Système à ossature	5.5
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage	3.5
4	en maçonnerie rigide	4.5
5	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5
6	Système de contreventement constitué par des voiles	3
7	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3
8	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties	2
9	prédominantes	1.5
	Système en pendule inversé	
	9 Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	

Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité, QF, tient compte de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure
- la régularité en plan et en élévation La valeur de QF est déterminée par Eq. n. (3.23) :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots \dots \dots \text{Article 3.8 (RPA 2024).}$$

Tableau 26: Valeur de facteur de qualité

3. Régularité en plan.	0	0.05
4. Régularité en élévation.	0	0.2
Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.2
Conditions minimales sur les travées	0	0.10
$\sum P_q$	0.10	

$$Q = 1 + 0.10 = \mathbf{1.1}$$

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

$$\frac{S_{ad}}{g} (T) = A. I. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g} (T) = 0.25 \times 1 \times 1.3 \left[2.5 \frac{1.1}{5.5} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g} (T) = 0.162$$

IV.5. Modélisation et résultats

IV.5.1. Modélisation

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vue la complexité et le volume de calcul que requiert

l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatiques impose Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020. La structure modélisée est représentée en figure IV.1.

IV.5.2. Analyse de la structure

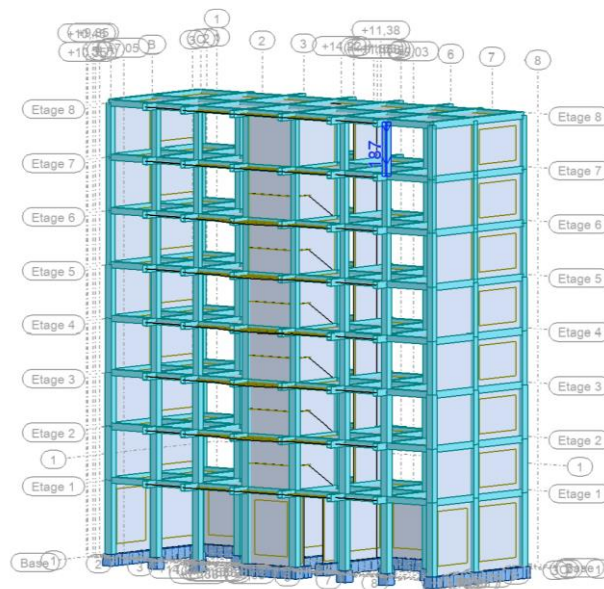


Figure 25: Vue en plan et en 3D de la structure en portique

a) Première variante des voiles

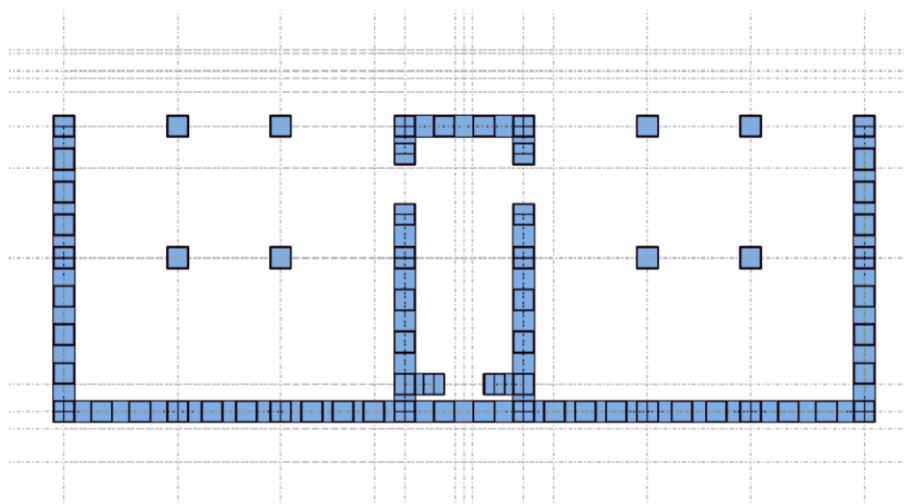


Figure 26: Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial

a.1) Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT

Cas/Mod e	Fré- quenc e [Hz]	Périod e [sec]	Masses Cumulée s UX [%]	Masses Cumulée s UY [%]	Masses Cumulée s UZ [%]	Masse Modal e UX [%]	Masse Modal e UY [%]	Masse Modal e UZ [%]	Tot.m- as.UX [kg]	Tot.m- as.UY [kg]	Tot.m as.UZ [kg]
4/ 1	1,72	0,58	61,60	0,00	0,0	61,60	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 2	3,49	0,29	61,60	64,33	0,0	0,00	64,33	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 3	4,31	0,23	62,92	64,33	0,0	1,32	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 4	6,55	0,15	76,80	64,33	0,0	13,87	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 5	12,96	0,08	82,38	64,33	0,0	5,58	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 6	13,82	0,07	82,38	87,92	0,0	0,00	23,59	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 7	17,26	0,06	83,06	87,92	0,0	0,68	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 8	19,61	0,05	85,69	87,92	0,0	2,63	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 9	25,38	0,04	88,77	87,92	0,0	3,08	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 10	26,50	0,04	88,77	95,65	0,0	0,00	7,73	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 11	27,90	0,04	88,77	95,65	0,0	0,00	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 12	29,73	0,03	91,75	95,66	0,0	2,98	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 13	30,19	0,03	91,75	95,66	0,0	0,00	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 14	30,41	0,03	91,85	95,66	0,0	0,10	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 15	30,77	0,03	92,03	95,66	0,0	0,18	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 16	30,78	0,03	92,03	95,68	0,0	0,00	0,03	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 17	31,18	0,03	92,03	95,68	0,0	0,00	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 18	31,95	0,03	92,04	95,68	0,0	0,01	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 19	31,96	0,03	92,04	95,70	0,0	0,00	0,02	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0

Cas/Mod e	Fré- quenc e [Hz]	Périod e [sec]	Masses Cumulée s UX [%]	Masses Cumulée s UY [%]	Masses Cumulée s UZ [%]	Masse Modal e UX [%]	Masse Modal e UY [%]	Masse Modal e UZ [%]	Tot.m- as.UX [kg]	Tot.m- as.UY [kg]	Tot.m as.UZ [kg]
4/ 20	32,70	0,03	92,31	95,70	0,0	0,27	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 21	32,94	0,03	92,31	95,70	0,0	0,00	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 22	33,78	0,03	92,83	95,72	0,0	0,52	0,01	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 23	33,85	0,03	93,94	95,73	0,0	1,11	0,01	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0
4/ 24	34,41	0,03	94,40	95,73	0,0	0,46	0,00	0,0	2218134,9 4	2218134,9 4	0,0

Tableau 27: Périodes et factures de participation massique modale.

a.2) Interprétation :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1^{er} mode est mode de translation selon l'axe X (61.60%) de participation de masse modale.
- Le 2^{ème} est un mode de translation selon l'axe Y (64.33%) de participation de masse modale.
- 3ème mode est mode détorsion.

Les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion

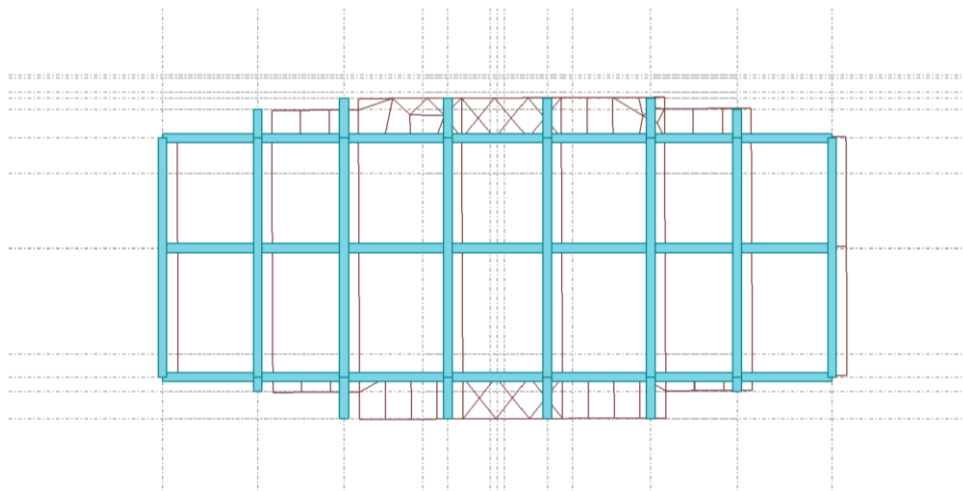


Figure 27: Premier mode de vibration vue 3D et vue en plan.

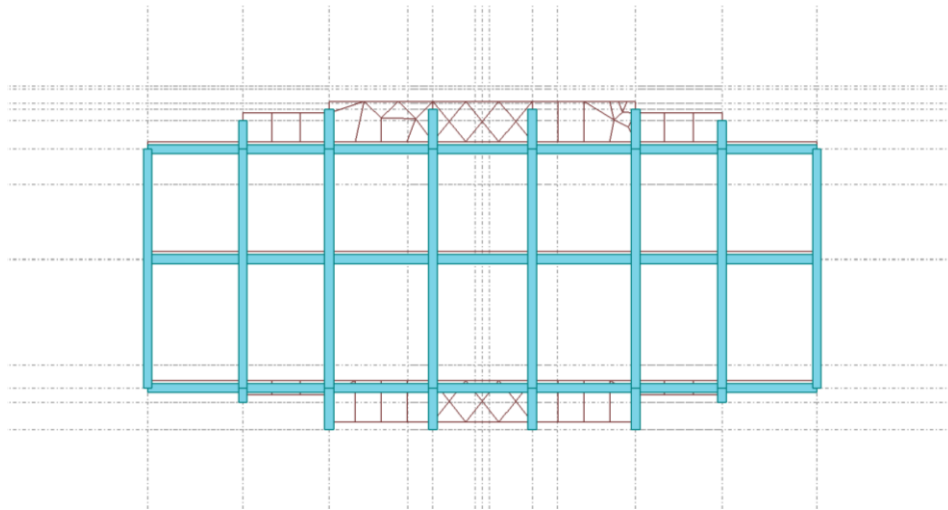


Figure 28:Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

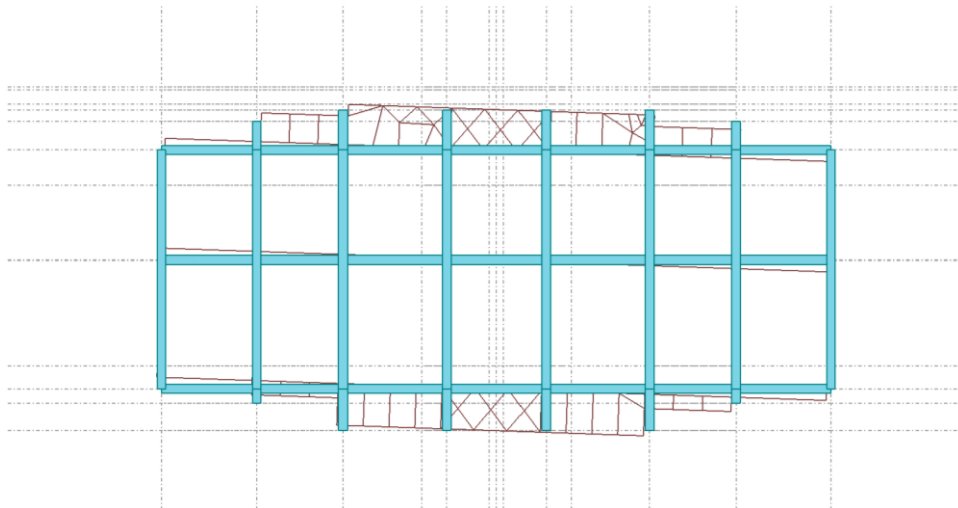


Figure 29: Troisième mode de vibration vue 3D et vue en plan.

IV.6. Calcul des Actions Sismiques

Selon la Méthode Statique Equivalente (**RPA 2024 art 4.3.6**) : La résultante des forces sismiques à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{T\text{-logiciel}} \leq 0,80 V_{MSE}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$

La période empirique « T » :

La période trouver avec logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majoré.

cas	Période à utiliser T
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

Tableau 28: La relation entre la période empirique et analytique.

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

Tableau 29: Valeurs du coefficient C_t

C_t : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau IV.8

Donc : $C_t = 0.05$

- Sens longitudinal**

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

$$T = C_t \times h_n^{3/4} = 0.05 \times (21.42)^{3/4} = 0.497 \text{ s}$$

$$1.3 * T_{empirique} = 0.646 \text{ s}$$

$$T_{analytique} = 0.58 \text{ s} \dots\dots\dots(\text{Tableau IV.2})$$

- Sens transversal**

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

$$T = C_t \times h_n^{3/4} = 0.05 \times (21.42)^{3/4} = 0.497 \text{ s}$$

$$1.3 * T_{empirique} = 0.646 \text{ s}$$

$$T_{analytique} = 0.29 \text{ s} \dots\dots\dots(\text{Tableau IV.2})$$

❖ Calcul de l'effort sismique totale « V » Sens x :

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

$$V = 0.85 \times 0.162 \times 22988.84 = 3165.57 \text{ KN}$$

$$V_{dy} = 2587,68 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchant à la base

Tableau 30: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	0.8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} > 80 % V _{statique}
Suivant X	2532.45	2961.01	Condition vérifiée
Suivant Y	2532.45	2587,68	Condition vérifiée

Remarque

Si ($V_{dy} \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport ($0.80V / V_t$). [4],

➤ Vérification de masse participante

Cette vérification nous permet de savoir le pourcentage des masses agissantes sur les éléments porteurs au dernier mode. D'après le tableau (**Tableau IV.5**) tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel.

Comparaison des résultats trouvés: les valeurs trouvées pour Masses Cumulées UX [%], Masses Cumulées UY [%] sont supérieur à 90% donc la condition de masse participante est vérifiée.

Min (Masses Cumulées UX [%], Masses Cumulées UY [%]) $\geq 90\%$.

Min (94.40 $\geq 90\%$, 95.73 $\geq 90\%$) => Condition vérifiée.

➤ Vérification de l'excentricité accidentelle : (RPA art 4.3.7) [1]

Dans notre analyse tridimensionnelle, les effets de la torsion accidentelle de l'axe verticale doivent être pris en compte $\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire

à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

- Sens X : e accidentelle = 0,05 x L_{xi}
- Sens Y : e accidentelle = 0,05 * L_{yi}

Le calcul des centres de masse de chaque élément dans la structure permet de déterminer les coordonnées de l'excentricité massique.

Les coordonnées du centre de masse sont données par:

$$X_g = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}; Y_g = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i};$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré. X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel ROBOT a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 31: centre de masse et centre de torsion.

	Position de centre de masse		Position de centre de torsion	
Niveau	X _G	Y _G	X _R	Y _R
RDC	11.62	4.53	11.63	7.60
1	11.62	4.53	11.63	7.60
2	11.62	4.55	11.63	7.68
3	11.62	4.55	11.63	7.68
4	11.62	4.56	11.63	7.74
5	11.62	4.33	11.63	7.74
6	11.62	4.25	11.63	7.80

Calcul de l'excentricité :

L'excentricité théorique

$$e_x = |X_G - X_R|; \quad e_y = |Y_G - Y_R|$$

L'excentricité accidentelle :

$$e_{x,acc} = 0.05L_x$$

Sens y : $y_{acc} = 0.05L_y$

Tableau 32: Vérification de l'excentricité accidentelle.

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	
RDC	0	3.07	1.16	0.54
1^{er} Etage	0	3.07	1.16	0.54
2^{eme} Etage	0	3.13	1.16	0.54
3^{eme} Etage	0	3.13	1.16	0.54
4^{eme} Etage	0	3.18	1.16	0.54
5^{eme} Etage	0	3.40	1.16	0.56
6^{eme} Etage	0	3.62	1.16	0.56

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.1. Calcul de déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit $\delta_k =$

$$\frac{R}{Q_f} \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

Q_f : Facteur 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 33: Vérification de déplacement

Etage	U _x	δ_k (m)	Δk (m)	U _y (m)	δ_k (m)	Δk (m)	$\frac{h}{200}$	Constatation
RDC	0.004	0.022	0.022	0.2	1.1	1.1	0.153	CV
1 ^{er}	0.008	0.044	0.022	0.3	1.65	0.55	0.153	CV
2 ^{er}	0.012	0.066	0.022	0.5	2.75	1.1	0.153	CV
3 ^{eme}	0.017	0.093	0.027	0.7	3.85	1.1	0.153	CV
4 ^{eme}	0.021	0.115	0.022	0.9	4.95	1.1	0.153	CV
5 ^{eme}	0.026	0.143	0.028	1.1	6.05	1.1	0.153	CV
6 ^{eme}	0.03	0.165	0.022	1.3	7.15	1.1	0.153	CV

Vérification au renversement

$\Sigma F_k \cdot h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique

Avec :

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage

h_k : La hauteur d'étage k

$\Sigma W_k \cdot b_i$: Le moment stabilisant sera calculé an compte le poids total de la construction

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k : $W_k = W_{kG} + \beta W_{kQ}$

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent

W_{kQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation

b_i : Le centre de gravité de la structure

Il faut donc vérifier :

$$\frac{\sum W_k \times b_i}{\sum F_k \times h_k} > 1.5$$

Sens x :

Tableau 34: Vérification au renversement sens x

Plancher	W _k (KN)	B _i (m)	W _k × B _i	F _{kx} (KN)	h _k (m)	F _{kx} × h _k
RDC	19405.91	11.62	225496.67	2587,67	3.06	7918,27
1 ^{er} Etage	16607.75	11.62	192982.05	2451,14	6.12	15000,98
2 ^{eme} Etage	13831.27	11.62	160719.35	2265,19	9.18	20794,44
3 ^{eme} Etage	11106.12	11.62	129053.11	2007,77	12.24	24575,10
4 ^{eme} Etage	8380.97	11.62	97386.87	1676,39	15.30	25648,77
5 ^{eme} Etage	5678.08	11.62	65979.28	1264,1	18.36	23208,88
6 ^{eme} Etage	2954.02	11.62	34325.71	737,82	21.42	15804,10
ΣW _k . b _i			905943.04	ΣF _k . h _k		132950,54

Sens y:

Tableau 35: Vérification au renversement sens y

Plancher	W _k (KN)	B _i (m)	W _k × B _i	F _{kx} (KN)	h _k (m)	F _{kx} × h _k
RDC	19405.91	4.53	87908.77	2869.46	3.06	8780.54
1 ^{er} Etage	16607.75	4.53	75233.10	2706.34	6.12	16562.80
2 ^{eme} Etage	13831.27	4.55	62932.27	2476.99	9.18	22738.76
3 ^{eme} Etage	11106.12	4.55	50532.84	2198.5	12.24	26909.64
4 ^{eme} Etage	8380.97	4.56	38217.22	1857.37	15.30	28417.76

5 ^{ème} Etage	5678.08	4.33	24586.08	1419.26	18.36	26057.61
6 ^{ème} Etage	2954.02	4.25	12554.71	828.13	21.42	17738.54
$\sum W_k \cdot b_i$			351964.99	$\sum F_k \cdot h_k$		147205.68

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s = \sum W_k \times b_k}{M_r = \sum F_k \times h_k} > 1.5$$

Sens x :

M_S	M_R	$\frac{M_s}{M_r}$	Constatation
905943.04	132950.54	6.81	Condition vérifié

Sens y:

M_S	M_R	$\frac{M_s}{M_r}$	Constatation
351964.99	147205.68	2.39	Condition vérifié

➤ Effort normal réduits :

L'article (7-4-3) du RPA 2024 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante : $V = \frac{N}{B \cdot f_{28}} \leq 0.35$

Où :

Nd: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par ROBOT).

Bc: est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj: est la résistance caractéristique du béton Pour calculer l'effort normal «Nd» selon le

CBA, (Article B.8.2.2) pour un poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme:

« Les combinaisons d'action à considérer ».

Tableau 36: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

Poteau	Section(mm)	N _d (N)	F _{c28} (MPa)	V	Observation
RDC-1	45×45	1902.47	30	0.031	CV
2-3-4	40×40	814.20	30	0.017	CV
5-6	35×35	352.54	30	0.01	CV

➤ **Justification de l'effet P-Δ : raidisseur**

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

Avec :

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

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

h_k: hauteur de l'étage k.

Tableau 37: Vérification de l'effet P-Δ au sens x-x

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	19405,92	0,012	2587,67	3.06	0,029	OK
2	16607,75	0,023	2451,14	3.06	0,051	OK
3	13831,28	0,021	2265,19	3.06	0,042	OK
4	11106,12	0,021	2007,77	3.06	0,038	OK
5	8380,97	0,021	1676,39	3.06	0,034	OK
6	5678,08	0,022	1264,1	3.06	0,032	OK
7	2954,02	0,018	737,82	3.06	0,024	OK

Etage	P	Δ	V	H	θ	Vérification
1	19405,92	0,003	2869,46	3.06	0,007	OK
2	16607,75	0,006	2706,34	3.06	0,012	OK
3	13831,28	0,005	2476,99	3.06	0,009	OK
4	11106,12	0,006	2198,5	3.06	0,010	OK
5	8380,97	0,005	1857,37	3.06	0,007	OK
6	5678,08	0,006	1419,26	3.06	0,008	OK
7	2954,02	0,005	828,13	3.06	0,006	OK

Tableau 38: Vérification de l'effet P- Δ au sens y-y

Conclusion :

Suite à la modélisation de la structure, il a été vérifié que toutes les exigences du RPA 2024 ont été satisfaites. Cela nous permet de valider le modèle adopté et de poursuivre sereinement les calculs détaillés des éléments structuraux.

Chapitre V

Ferraillages des éléments structuraux

V.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, c'est l'ensemble des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Ces éléments sont réalisés en béton armé doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations. Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le CBA93 et le RPA2024

V.2. Actions et sollicitations :

➤ Actions :

Il est rappelé que les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) Et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.).

Pour l'application de ce qui suit, on distingue :

- ❖ **Actions permanentes** : notées G , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite ;
- ❖ **Actions variables** : notées Q , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- ❖ **Actions accidentelles** : notées FA , provenant de phénomènes rares, tels que séismes ou chocs.

➤ Calcul des sollicitations :

Il est rappelé que les sollicitations sont les efforts « efforts normaux ' N ', efforts tranchants ' V ' et les moments (moments fléchissant ' M_f ', moment de torsion ' M_t ') calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

➤ Les combinaisons d'actions :

Règlement BAEL 91 [1]:

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

$1,35G + 1,5 Q$ à l'E.L.U

$G + Q$ à l'E.L.S

Règlement RPA 2024 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases}$$

où:

- **G**: charges permanentes.
- **Q**: charges d'exploitation, non pondérée.

Et :

$$\begin{cases} E1 = \pm E_X \pm E_Y \\ E1 = \pm 0.3E_X \pm E_Y \end{cases}$$

- **Pour le portique : (RPA 2024)**

$$C_1 = G + \psi Q + EX + EY$$

$$C_2 = G + \psi Q + EX - EY$$

$$C_3 = G + \psi Q - EX + EY$$

$$C_4 = G + \psi Q - EX - EY$$

$$C_5 = G + \psi Q + 0.3EX + EY$$

$$C_6 = G + \psi Q + 0.3EX - EY$$

$$C_3 = G + \psi Q - 0.3EX + EY$$

$$C_4 = G + \psi Q - 0.3EX - EY$$

V.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée, sont soumises aux efforts suivants :

- ❖ Efforts normaux '**N**'.
- ❖ Moments fléchissant '**M**'.
- ❖ Efforts tranchants '**V**'.

En considérant les sollicitations suivantes :

- ❖ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ❖ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ❖ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Avec :

- ❖ $N_{\max}$: Effort normal maximum.
- ❖ $N_{\min}$: Effort normal minimum.

❖ $M_{\max}$: Moment maximum.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations

Les plus défavorables et dans les situations suivantes :

	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	14.20	25	348
Situation accidentelle	1.2	1	20.83	25	400

Tableau 39: Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques

V.3.1. Hypothèses de calcul

Fissuration peu préjudiciable.

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant BAEL91 mod.99.[1]

➤ Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

45X45	ELU	ELS	ACC
Nmax	1315.84	958.57	1902.47
Mmax	30.53	22.17	120.30
Nmin	257.79	190.32	-185.43

Tableau 40: Sollicitations dans les poteaux.

		Mmax	Ncorr		Nmax	Mcorr		Nmin	Mcorr
45×45	G+0.3Q - Ex- 0.3Ey	120.30	32.54	ELU	1902.47	11.44	G+0.3Q - Ex - 0.3Ey	185.43	46.93

V.3.2. Etat limite de stabilité de forme

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 [1] en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

- e_1 : excentricité du premier ordre.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre
- $e_1 = \frac{M_u}{N_u}$; $e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right)$; $e_2 = \frac{3l_f^2}{1000h} (2 + \alpha\varphi)$

Avec:

- L : longueur du poteau.
- l_f : longueur de flambement du poteau.
- h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.
- α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}}\right) \text{ Ou } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

- α : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.
- Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé, $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V.3.3. Détermination des sections d'acier :

Exemple de calcul sur les poteaux de : RDC, 1er, 2eme étage avec la section de (45×45) cm² :

➤ 1er cas:

$$N^{\max} = 1902.47 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corr}} = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{11.44}{1902.47} = 0.006 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [1]

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) \rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}, 1.68 \text{ cm}) = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}.$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.026 \text{ m.}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.94}{0.45} \leq \left(15 ; 20 \frac{0.026}{0.45} \right) = 6.53 < \max (15 ; 1.15) \dots \text{CV.}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5)

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

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\varphi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_U}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{30.53}{1.5 \times 22.17} \right) = 0.81$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.94)^2}{10^4 \times 0.45} \times (2 + 0.81 \times 2) = 0.0208 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.103 \text{ m.}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_U - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_U$$

$$N_0 = b h \times f_{bu} = 450 \times 450 \times 14.2 = 2875 \text{ KN}$$

$$M_2 = (1902.47 - 2875) \left(\frac{0.45}{2} - 0.04 \right) = -179.91 \dots \text{CV.}$$

$$M_3 = N_U \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d)N_0 \leq M_U$$

$$1907.47 \left(\frac{0.45}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.04) \times 2875 = 10.03 \dots \text{CNV.}$$

$$\psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571 \times h - d) N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2875 \times 0.45 + 1902.47 \left(\frac{0.45}{2} - 0.04 \right) - 11.44}{(0.8571 \times 0.45 - 0.04) 2875} = 0.831 < 0.8095$$

Alors la section est entièrement comprimée :

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{N_u - \psi N_0}{f_{su}} = \frac{1902.47 - 0.831 \times 2875}{348} = -1.398$$

Donc on ferrailler la section du poteau par le ferraillage minimal :

$$A_{min} = \max \{4p ; 0.2\%B\}.$$

P : périmètre de la section calculée.

B : la surface de la section calculée.

$$A_{min} = \{7.20 ; 4.05\}$$

$$A_{min} = 7.20 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{ème} cas :

$$N^{\min} = 185.43 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corr}} = 46.93 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{46.93}{185.43} = 0.253 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [1]

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right) \rightarrow e_a = \max(2\text{cm}, 1.68 \text{ cm}) = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}.$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.273 \text{ m}.$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.94}{0.45} \leq \left(15 ; 20 \frac{0.273}{0.45} \right) = 6.53 < \max(15 ; 12.13) \dots \text{CV}.$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5)

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

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\varphi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_U}{1.5 M_{\text{ser}}} \right) = 10 \left(1 - \frac{30.53}{1.5 \times 22.17} \right) = 0.81$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.94)^2}{10^4 \times 0.45} \times (2 + 0.81 \times 2) = 0.0208 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.293 \text{ m}.$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_U - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_U$$

$$N_0 = b h \times f_{bu} = 450 \times 450 \times 14.2 = 2875 \text{ KN}$$

$$M_2 = (185.43 - 2875) \left(\frac{0.45}{2} - 0.04 \right) = -497.57 \dots \text{CV}.$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d)N_0 \leq M_u$$

$$185.43 \left(\frac{0.45}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.04) \times 2875 = -308.53 \dots \text{CNV.}$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571 \times h - d)N_0}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 2875 \times 0.45 + 185.43 \left(\frac{0.45}{2} - 0.04 \right) - 46.93}{(0.8571 \times 0.45 - 0.04)2875} = 0.475 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple:

$$M_{Ua} = N_u \times e = 185.43 \times 0.293 = 54.33 \text{ Kn.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 54.33 + 185.43 \left(0.405 - \frac{0.45}{2} \right) = 87.70 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{87.70 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.2} = 0.083$$

$$\mu_{bu} = 0.083 \leq \mu_{ab} = 0.186$$

$$\mu_{bu} = 0.083 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.108$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 315(1 - 0.4 \times 0.44) = 387.50 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{87.70 \times 10^6}{387.50 \times \frac{400}{1.15}} = 6.50 \text{ cm}^2$$

Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{185.43}{400} - 650.35 = -649.88 \text{ mm} = -6.498 \text{ cm}^2$$

➤ **3^{ème} cas :**

$$N^{\min} = 120.30 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corr}} = 32.54 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{32.54}{120.30} = 0.270 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [1]

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) \rightarrow e_a = \max(2\text{cm}, 1.68\text{ cm}) = 2\text{ cm} = 0.02\text{ m.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.290\text{ m.}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e_1}{h}\right) = \frac{2.94}{0.45} \leq \left(15; 20 \frac{0.290}{0.45}\right) = 6.53 < \max(15; 12.88) \dots \text{CV.}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5)

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

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\varphi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_U}{1.5M_{\text{ser}}}\right) = 10 \left(1 - \frac{30.53}{1.5 \times 22.17}\right) = 0.81$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.94)^2}{10^4 \times 0.45} \times (2 + 0.81 \times 2) = 0.0208\text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.310\text{ m.}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_U - N_0) \left(\frac{h}{2} - d'\right) > M_U$$

$$N_0 = bh \times f_{bu} = 450 \times 450 \times 14.2 = 2875\text{ KN}$$

$$M_2 = (120.30 - 2875) \left(\frac{0.45}{2} - 0.04\right) = -509.61 \dots \text{CV.}$$

$$M_3 = N_U \left(\frac{h}{2} - d'\right) - (0.337h - 0.81d)N_0 \leq M_U$$

$$120.30 \left(\frac{0.45}{2} - 0.04\right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.04) \times 2875 = -320.58 \dots \text{CNV.}$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_U \left(\frac{h}{2} - d'\right) - M_u}{(0.8571 \times h - d)N_0}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 2875 \times 0.45 + 120.30 \left(\frac{0.45}{2} - 0.04\right) - 32.54}{(0.8571 \times 0.45 - 0.04)2875} = 0.478 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple:

$$M_{uA} = N_u \times e = 120.30 \times 0.310 = 37.29\text{ Kn.m}$$

$$M_{uA} = M + N_U \left(d - \frac{h}{2}\right) = 37.29 + 120.30 \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 58.94\text{ Kn. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{58.94 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\mu_{bu} = 0.056 \leq \mu_{ab} = 0.186$$

$$\mu_{bu} = 0.056 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.072$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 405(1 - 0.4 \times 0.44) = 333.72 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{58.94 \times 10^6}{333.72 \times \frac{400}{1.15}} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{120.30}{400} - 650.35 = -506.88 \text{ mm} = -5.06 \text{ cm}^2$$

Armatures finales

$$A_f = \max(A_{calculer}, A_{BAEL}, A_{RPA})$$

$$A_{RPA} = \min(0.008 \times b \times h)$$

Tableau 41: Ferraillage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm)	$A_{calculer}$	A_{min} (cm ²) (RPA)	Choix des armatures	A_{adpt} (cm ²)
Sous sol + RDC et 1 ^{er}	45×45	6.50	16.2	6HA16 + 4HA14	18.22
2 ^{ème} + 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40×40	8.03	12.8	6HA16 + 4HA12	16.58
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	9.11	9.8	4HA16 + 4HA12	12.56

V.4. Recommandations des règlements :

V.4.1. Armatures longitudinales :

Selon RPA version 2024 [2]:

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

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 4\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 6\% \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- Le diamètre minium est de 12mm.
- La longueur minimal des recouvrements est de $40\varnothing$ en (Zone V).
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en (Zone V).

Le tableau suivant résume le ferraillage minimal et maximal des poteaux selon le RPA[2].

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA2024) A _{min} =0.8%b. h	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol + RDC et 1^{er}	45×45	16.2	81	162
2^{ème} + 3^{ème} et 4^{ème}	40×40	12.8	64	128
5^{ème} et 6^{ème}	35×35	9.8	49	98

Tableau 42: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux

❖ Selon BAEL [1]:

La section d'acier minimale $A_{min} = \max(4\text{cm de périmètre} ; 0,2\% . b . h)$.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B f_{c28}}{f_e}$$

La section d'acier maximale :

$$A_{max} = 5\% bh$$

Le tableau suivant résume le ferraillage minimal et maximal des poteaux selon le BAEL [1]:

Tableau 43: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL[2] dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) (BAEL)	A _{max} (cm ²)
Sous sol + RDC et 1 ^{er}	45×45	7.2	101.25
2 ^{ème} + 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40×40	6.4	80
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	5.6	61.25

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements BAEL91 [1] et RPA2024[2].

❖ Selon le BAEL91[1]

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

❖ Selon le RPA2024 (art7.4.2.2)[4] :

Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section brute.

T_u : effort tranchant de calcul.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversale.

a

ρ_a: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort

tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g Est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.94}{0.45} = 6.53 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2.5$$

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en zone V comme suit :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 10 \text{ cm} ; 6 \phi_l \right)$$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq \min \left(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10 \phi_l \right)$$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Exemple : poteaux (45×45) cm²

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 10 \text{ cm} ; 6 \phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{37}{3} ; 10 ; 6 \times 1.4 \right)$$

$$S_t \leq 8.4 \text{ mm}$$

$$S_t = 8 \text{ mm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10 \phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{45}{2} ; \frac{45}{2} ; 10 \times 1.4 \right)$$

$$S_t \leq 14 \text{ mm}$$

$$S_t = 14 \text{ mm}$$

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	S _t (mm)	
		zone nodale	zone courante
Sous sol + RDC et 1^{er}	45×45	8	14
2^{ème} + 3^{ème} et 4^{ème}	40×40	8	14

5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×35	8	14
--------------------------------------	-------	---	----

Tableau 44: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveau x	Section n (cm ²)	Lf(m)	lg(%)	pa	Tumax (KN)	Zon e	St(cm)	Acalt (cm ²)	Choi x	At (cm ²)
Sous sol	45×45	2.94	6.53	2.5	35.52	N	8	1.25	6T8	3.02
						C	14	2.55		
RDC et 1^{er}	45×45	2.14	4.75	3.7 5	31.56	N	8	1.05	6T8	3.02
						C	14	2.10		
2^{ème} +3^{ème} et 4^{ème}	40×40	2.14	5.35	2.5	29.33	N	8	0.95	6T8	3.02
						C	14	1.97		
5^{ème} et 6^{ème}	35×35	2.14	6.11	2.5	25.64	N	8	0.77	6T8	3.02
						C	14	1.15		

Conformément aux règles du RPA 2024[2] et au BAEL 91[1], le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_t^{max} \rightarrow 8 \geq \frac{20}{3} = 6.66 \dots \dots CV.$$

V.4.2. Vérifications :

a) Justification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

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

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ Selon BAEL99[1]

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(0.15f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPA}$$

❖ Selon RPA 2024[4]

$$\bar{\tau} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_b = 0.075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ \rho_b = 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 45: Justification de la contrainte de cisaillement

Niveau	Section (cm ²)	Lf(m)	$\lambda_g(\%)$	ρ_a	T_{uax} (KN)	Zone	St(cm)	Acalt (cm ²)	Choix	At (cm ²)
--------	-------------------------------	-------	-----------------	----------	-------------------	------	--------	-----------------------------	-------	--------------------------

Sous						N	8	1.25		
	45×45	2.94	6.53	2.5	35.52				6T8	3.02
						C	14	2.55		
RDC						N	8	1.05		
	45×45	2.14	4.75	3.75	31.56				6T8	3.02
						C	14	2.10		
2 ^{ème}						N	8	0.95		
	40×40	2.14	5.35	2.5	29.33				6T8	3.02
						C	14	1.97		
5 ^{ème} et						N	8	0.77		
	35×35	2.14	6.11	2.5	25.64				6T8	3.02
						C	14	1.15		

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de $L_r = 60\varnothing_l$ en (zone V).

Pour :

$T_{20} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$.

$T_{12} \dots \dots \dots L_r = 48\text{cm}$.

b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé

dans ce projet se situe au niveau du Sous sol, avec une longueur de $l_0 = 4.20$ m et un effort normal égal 1505.33 T.

CBA 93(Article B.8.4.1)[3]

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_b} \right]$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.20 = 2.94 \text{ m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 22.63 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.83$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h - 2)(b - 2) = 0.1849$$

$$A = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.83 \left[\frac{0.1849 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 2875 \frac{400}{1.15} \right] = 1847.15 \text{ T}$$

$$1278.05 < 1847.15 \text{ T}$$

c) Vérification vis-à-vis de l'E.L. S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$M_{ser} = 22.17 \text{ T.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec : } \eta = 15$$

$$h \times A'_s (-c') = 0$$

$$\frac{45}{2} \times y^2 + 15 \times 18.22(40.5 - y) = 0$$

$$22.5y^2 + 273.3y - 6512.65$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 650.74$$

$$y = \frac{273.3 - 650.74}{2 \times 15} = 15.66 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{45 \times 15.66^3}{3} + 15 \times 18.22 (45 - 15.66)^2 = 292872.21 \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = \frac{22.17 \times 10^6 \times 15.66}{292872.21 \times 10^4} = 0.11 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ CV.}$$

$$\bar{\delta}_{bc} \leq 0.6 f_{c28}$$

Les cadres doivent être formés par un crochet de 135° et une longueur de $10\phi_t$.

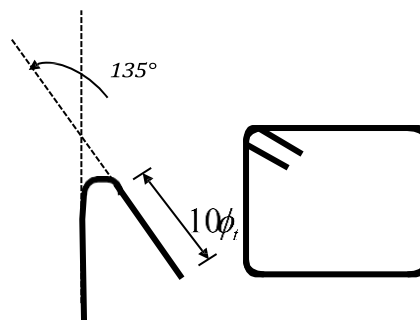


Figure 30: Schéma de cadres.

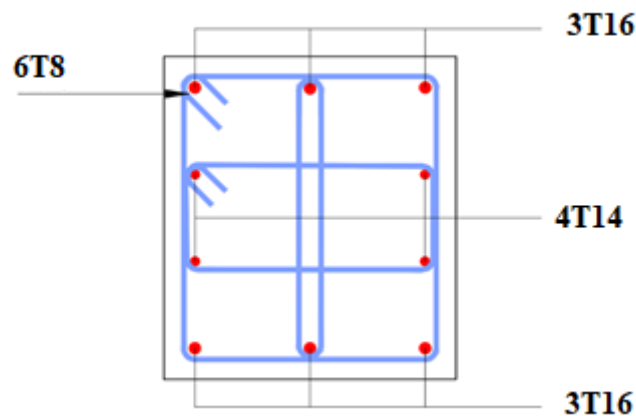


Figure 31: Schéma de ferraillage des poteaux (45x45).

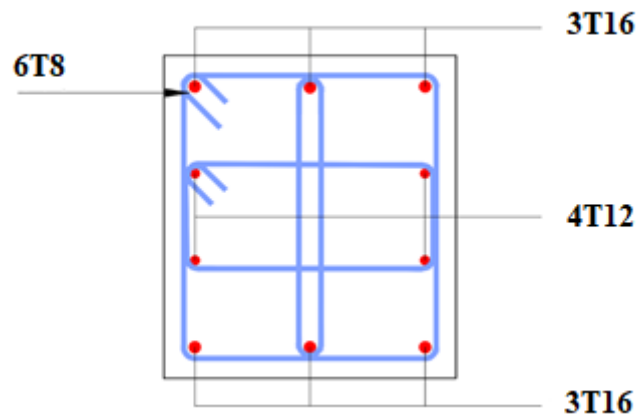


Figure 32: Schéma de ferraillage des poteaux (40×40)

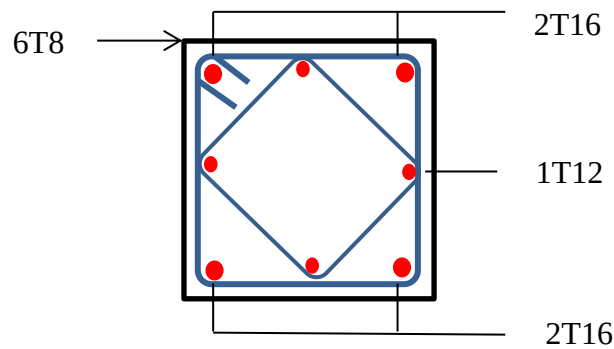


Figure 33: Schéma de ferraillage des (35×35)

V.5. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91[1], on se rapportera aussi au RPA 2024[2] pour la vérification.

❖ Les combinaisons d'action sont les suivantes :

➤ La combinaison fondamentale BAEL 91[1] :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

➤ Combinaisons accidentelles RPA 2024 [2]:

$$C_1 = G + \psi Q + EX + EY$$

$$C_2 = G + \psi Q + EX - EY$$

$$C_3 = G + \psi Q - EX + EY$$

$$C_4 = G + \psi Q - EX - EY$$

$$C_5 = G + \psi Q + 0.3EX + EY$$

$$C_6 = G + \psi Q + 0.3EX - EY$$

$$C_3 = G + \psi Q - 0.3EX + EY$$

$$C_4 = G + \psi Q - 0.3EX - EY$$

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

Poutres principales : (30×40)

Poutres secondaires : (30×35)

V.5.1. Recommandations du RPA 2024 [2]:

Les armatures longitudinales : RPA 2024 (Article 7.5.2.1) [1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ La section du béton en zone courante.
- ✓ La section du béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- **Les armatures transversales : RPA 2024 (article 7.5.2.2) [2]**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

Avec espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right)$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{4}$$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.5.2. Ferraillage des poutres

V.5.2.1. Poutre principale

a) Les armatures transversales :

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats du logiciel ROBOT 2027.

Tableau 46 : Sollicitations de la poutre principale.

	En Appuis			En Travée		
Section	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
30*40	-73.14	-53.61	-124.37	45.89	33.63	121.35

Ferraillage en travée :

Mt max = 121.35 T.m

h = 40cm ; b = 30 cm ; d = 0,9× h = 36cm

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.2} = 20.83 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{121.35 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 20.83} = 0.149$$

$$\mu_{bu} = 0.149 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.149 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.202$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.202) = 330.91 \text{ mm}$$

• Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{121.35 \times 10^6}{330.91 \times \frac{400}{1.15}} = 10.54 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA16

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$\rightarrow A_{min} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{4} = 1.3$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.3, 10.54) \rightarrow A_s = 10.54 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage en appui :**

$$M_{t \max} = -124.37 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.2} = 20.83 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{124.37 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 20.83} = 0.153$$

$$\mu_{bu} = 0.153 \leq \mu_{ab} = 0.186$$

$$\mu_{bu} = 0.153 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.208$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.208) = 337.96 \text{ mm}$$

• **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{124.37 \times 10^6}{337.96 \times \frac{400}{1.15}} = 10.58 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA16

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$\rightarrow A_{min} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{4} = 1.3$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.3, 10.58) \rightarrow A_s = 10.58 \text{ cm}^2$$

Tableau 47: Ferraillage des poutres principales.

Position	Mu	B	H	D	Ubu	α	Z	As	Amin	A
Travée	121.35	30	40	36	0.149	0.202	330.91	10.54	1.30	6HA16=12.06
Appuis	-124.37	30	40	36	0.153	0.208	337.96	10.58	1.30	6HA16=12.06

• **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

Section minimale : RPA 2024 (article 7.5.2) [2].

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 2024 (article 7.5.2) [2]

$$4\% b \times d : \text{En zone courante } (A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 36 = 43.2 \text{ cm}^2).$$

$$6\% b \times d : \text{En zone de recouvrement } (A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 36 = 64.8 \text{ cm}^2).$$

Calcul du ferrailage transversal :

Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 40 \text{ cm}$

➤ Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{\min}\right) = \min(11.42; 30; 1.4)$$

$$\text{Soit : } \varphi_t \leq 1.4 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \varphi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (1\text{cadre} + 1 \text{étrier})$$

Espacement des barres :

Selon RPA2024 [2] :

En zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24 \varphi; 17.5 \text{ cm}; 6\varphi\right) = \min(10; 33.6; 17.5 \text{ cm}; 8.4) = 8.4$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$S_t = 8.4 \text{ cm}$; En zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$; En zone courante.

➤ Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 2024

[2]:

➤ La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

D'après le RPA2024[2] la longueur minimale de recouvrement dans la zone V est de 40φ

$$Lr = 60 \times \varphi l = 60 \times 1.4 = 84 \text{ cm}$$

On adopte : **Lr = 84 cm**

- **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{M_{sr}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 33.63 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

Avec $n = 15$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 25.13 \times (36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 376.95y - 13570.2 = 0$$

$$y = 20 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s(d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 20^3}{3} + 15 \times 25.13 \times (36 - 20)^2 = 100500 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{33.63 \times 10^6 \times 20}{100500 \times 10^4} = 0.66 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow CV.$$

➤ **En appui :**

$$M_a = -53.61 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

Avec $n = 15$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2}y^2 - 15 \times 25.13 \times (36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 376.95y - 13570.2 = 0$$

$$y = 20 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s(d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 20^3}{3} + 15 \times 25.13 \times (36 - 20)^2 = 100500 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{53.61 \times 10^6 \times 20}{100500 \times 10^4} = 1.06 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow CV.$$

Tableau 48: Vérification a l'ELS de la poutre principale

	M (T.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	33.63	20	100500	0.66	15	CV
Appuis	-53.61	20	100500	1.06	15	CV

Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) [1]

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne

s'imposera pas : $h = 40\text{cm}$; $L = 4.45 \text{ m}$; $b = 30\text{cm}$; $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \rightarrow 0.089 \geq 0.062 \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \dots \rightarrow 0.085 \geq 0.085 \dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \rightarrow 0.011 \leq 0.0105 \dots CNV$$

➤ Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :

Il faut que :

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{57.64}{10 \times 32164.2 \times 162786.75} = 1.1 \times 10^9 \leq f = 0.05 \frac{L}{1000} = 0.026 \text{ cm}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 \times \lambda_i \times u} = \frac{1.1 \times 217542.29}{1.47} = 162786.75 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 217542.29 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{12.06}{30 \times 36} = 0.011$$

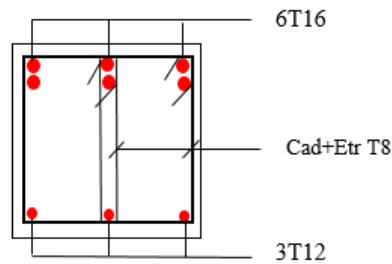
$$u = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s \times f_{t28}} = 1.05$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 1.4$$

$f = 1.02 \times 10^{-9} \leq \bar{f} = 0.026 \text{ cm} \dots \dots \dots$ donc la flèche est vérifiée.

- **Shéma de ferraillage**

En appuis :



En travée :

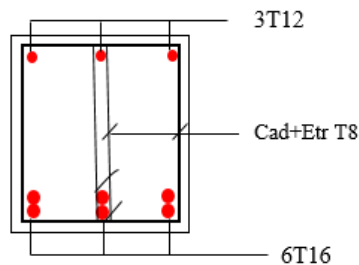


Figure 34 : Schéma de ferraillage des poutres principales (40×30).

V.5.2.2. Poutre secondaires :

Tableau 49: Sollicitations de la poutre secondaires.

	En Appuis			En Travée		
Section	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
30*35	-40.90	-29.93	-100	26.20	18.98	81.91

➤ **Ferraillage en travée :**

$$M_t \max = 81.91 \text{ T.m}$$

$$h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 31.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.2} = 20.83 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{81.91 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 20.83} = 0.132$$

$$\mu_{bu} = 0.132 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.132 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.177$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.202) = 292.69 \text{ mm}$$

• **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{81.91 \times 10^6}{292.69 \times \frac{400}{1.15}} = 8.04 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA16 = 8.04 cm²

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$\rightarrow A_{min} = 0.23 \times 315 \times 360 \times \frac{2.1}{4} = 1.1$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.1, 8.04) \rightarrow A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage en appui :**

$$M_{t \max} = -100 \text{ KN.m}$$

$$h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 31,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,2} = 20,83 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{100 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 20,83} = 0,161$$

$$\mu_{bu} = 0,161 \leq \mu_{ab} = 0,186$$

$$\mu_{bu} = 0,161 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,220$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 315(1 - 0,4 \times 0,44) = 287,28 \text{ mm}$$

• **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{100 \times 10^6}{287,28 \times \frac{400}{1,15}} = 10 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA16 = 12,06 cm²

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$\rightarrow A_{min} = 0,23 \times 300 \times 315 \times \frac{2,1}{4} = 1,1$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1,1, 10,05) \rightarrow A_s = 10,05 \text{ cm}^2$$

Tableau 50: Ferraillage des poutres secondaire.

Position	Mu	b	h	d	U _{bu}	α	Z	A _s	A _{min}	A
Travée	81,91	30	35	31,5	0,132	0,177	292,69	8,04	1,11	4HA16=8,04
Appuis	- 100	30	35	31,5	0,161	0,220	287,28	10	1,11	6HA16=12,06

• **Vérification du ferraillage des poutres principales :**

Section minimale : RPA 2024 (article 7.5.2) [4].

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 2024 (article 7.5.2) [4]

$$4\% b \times d : \text{En zone courante } (A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 31.5 = 37.8 \text{ cm}^2).$$

$$6\% b \times d : \text{En zone de recouvrement } (A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 31.5 = 56.7 \text{ cm}^2).$$

Calcul du ferraillage transversal :

Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 35 \text{ cm}$

➤ Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{\min}\right) = \min(10; 30; 1.4)$$

$$\text{Soit : } \varphi_t \leq 1.4 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \varphi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (1\text{cadre} + 1 \text{ étrier})$$

Espacement des barres :

Selon RPA2024 [4] :

En zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24 \varphi; 17.5 \text{ cm}; 6\varphi\right) = \min(8.75; 33.6; 17.5 \text{ cm}; 8.4) = 8.4$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$S_t = 8.4 \text{ cm}$; En zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$; En zone courante.

➤ Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 2024 [4]:

➤ La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

D'après le RPA2024[4] la longueur minimale de recouvrement dans la zone V est de 40φ

$$L_r = 60 \times \varphi_l = 60 \times 1.4 = 84 \text{ cm}$$

On adopte : **$L_r = 84 \text{ cm}$**

• Vérification à L'ELS :

Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{sr}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 18.98 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } n = 15$$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 25.13 \times (31.5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 376.95y - 13570.2 = 0$$

$$y = 11.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s(d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 20^3}{3} + 15 \times 25.13 \times (31.5 - 20)^2 = 52126.32 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{18.98 \times 10^6 \times 20}{52126.32 \times 10^4} = 0.72 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{CV.}$$

➤ **En appui :**

$$M_a = -29.93 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\text{Avec } n = 15$$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 25.13 \times (31.5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 376.95y - 13570.2 = 0$$

$$y = 11.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 20^3}{3} + 15 \times 25.13 \times (31.5 - 20)^2 = 52126.32 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{29.93 \times 10^6 \times 20}{52126.32 \times 10^4} = 1.14 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow CV.$$

Tableau 51: Vérification à l'ELS de la poutre secondaire.

	M (KN.m)	Y(cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	ϵ_{bc} (MPa)	
Travée	18.98	11.19	52126.32	0.72	15	CV
Appuis	-29.93	11.19	52126.32	1.14	15	CV

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \rightarrow 0.097 \geq 0.062 \dots CV$$

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) [2]**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{108 M_0} = \frac{0.85 M_0}{108 M_0} \dots \dots \rightarrow 0.085 \geq 0.085 \dots CV$$

Les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne

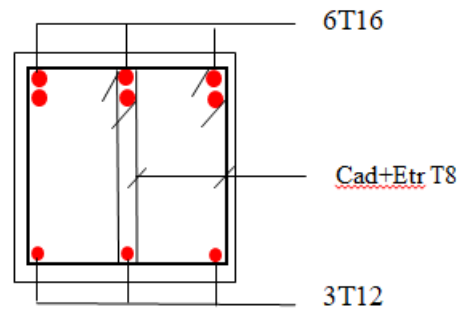
$$\frac{A_{imp}}{bd} \leq \frac{A_s}{f_e} \dots \dots \rightarrow 0.008 \leq 0.0105 \dots CV$$

Imposera pas : $h = 35 \text{ cm}$; $L = 3.60 \text{ m}$; $b = 30 \text{ cm}$; $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferraillage :

En appuis :



En travée :

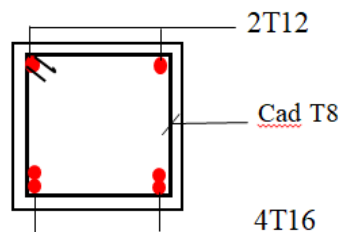


Figure 35: Schéma de ferraillage des poutres secondaire (35×30).

V.6. Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les charges verticales provoquent les efforts normaux, et les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Recommandations réglementaires :

Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400. [RPA – 2024]

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A1), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_e) et doit satisfaire les conditions

- **Partie tendue** : $A_t \geq 0.09 \times S_t \times b_0 \times f_{c28} / f_e$

• **Partie courante (ferraillage de l'âme):** $8\text{mm} \leq \varphi_{\max} \leq b_w/8$ avec : b_w : l'épaisseur du voile

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre

minimal des barres, en prenant la plus petite valeur.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- $A_{\text{ver}} = 0.5\%B$: partie tendue (confinée)

B : section du voile

$$S_h \leq \min (b_0/3 ; 12.5 \text{ cm} ; 6 \varphi_v) \quad [RPA]$$

Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant « V » .

- Selon le CBA 93

$$\text{Diamètre minimal : } \varphi_h \leq \min[a/10 ; \varphi_v]$$

a : l'épaisseur du voile

φ_v : le diamètre minimale des armatures verticales

Espacement des armatures horizontales :

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20 cm.

- $S_h \leq \min (1.5 a ; 30 \text{ cm}) \quad [CBA]$

- $\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z.f_e} \quad [RPA]$

Avec :

$\bar{V}$ = effort tranchant ,dans la section considérées ,égal à $(1.4V_u)$

A_h : section d'un cours d'armatures transversales

s : espacement des cours d'armatures transversales

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Armatures transversales

Ce sont des armatures haute adhérence de nuance FeE 400, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

La contrainte limites de cisaillement τ_b

$$\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28}$$

Avec :

b_0 : la dimension minimale du voile

$d = 0.9 \times h$

D'où :

h : largeur du voile

$\overline{V_u} = 1.4 V_u$

V_u : l'effort tranchant des panneaux

Détermination des sections d'acier

Les voiles seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

V.4.1 Méthode de calcul : RPA-2024 (art7.7.4)

Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- ✓ $1.35G + 1.5Q$
- ✓ $G + \psi Q \pm E$

Le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant Les règles de béton armé en vigueur ; en outre :

- Les voiles élancés correspondent à $((h_w / l_w) > 2.0)$: le diagramme de moment fléchissant

de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (**cf. Figure (7.13)**).

- Les voiles courts correspondent à $((h_w / l_w) \leq 2)$.
- Les voiles de grandes dimensions correspondent à $((h_w / l_w) \leq 2/3)$

Commentaire (1) : Les voiles courts et Les voiles de grandes dimensions, il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant, résultant du calcul de structure.

Commentaire (2) : L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- la première étape consiste a. avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal a la base a celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

Le diagramme du moment fléchissant, pour Les systèmes a contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans Les étages supérieurs

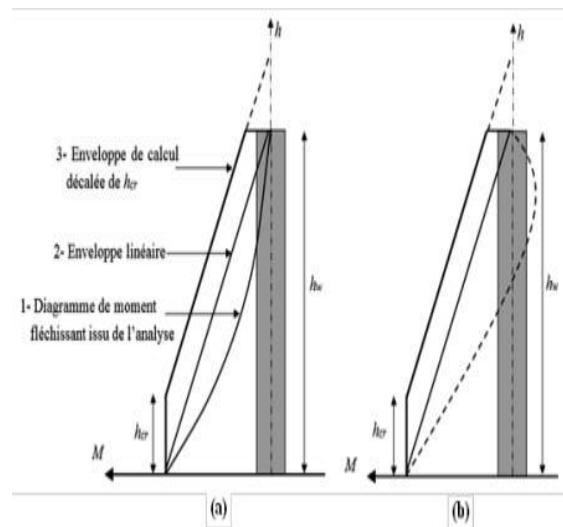


Figure 36: Zone critique à la base du voile

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max\left(l_w ; \frac{h_w}{6}\right) \rightarrow h_{cr} = \max\left(4.45 ; \frac{21.42}{6}\right) = 4.45 \text{ m}$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w = 8.9 \\ h_e: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2. h_e: \text{pour } n \geq 6 \text{ niveaux} = 6,12 \end{cases}$$

Donc $4.45 \leq 6,12$ on prend $h_{cr} = 4.45 \text{ m}$

Ou :

- h_e : est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats ;

- h_w : est la hauteur totale du voile (cf. Figure (7.14)).

Pour les systèmes contreventement mixte, contenant des voiles élancés, l'enveloppe de calcul modifiée, pour les efforts tranchants, est donnée par la figure (7.15).

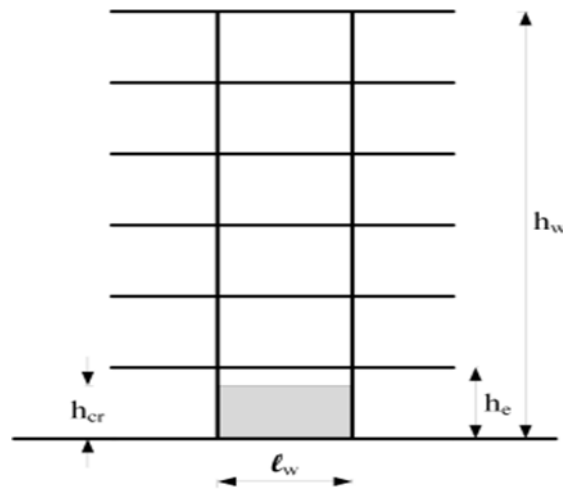


Figure 37: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

V.4.2 Vérification de l'effort normal réduit [RPA-2024]

$$V_d = \frac{N_d}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.40$$

Avec :

N_d : l'effort normal de compression de calcul des panneaux

$Bc = a \times L$

a : l'épaisseur du voile

L : largeur du voile

Tableau 52: Vérification de l'effort normal réduit

Section	Bc (mm)	Nd (N)	Vd	Observation
150.4450	667500	1105000	0.066	Vérifiée

- Vérification aux sollicitations tangentielles :**

$$\tau_b = \frac{\overline{Vu}}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28}$$

Avec :

b_0 : la dimension minimale du voile

$d = 0.9 \times h$

D'où :

h : largeur du voile

$$\overline{V_u} = 1.4 V_u$$

V_u : l'effort tranchant des panneaux

	Section	$V_u(N)$	$V_u(N)$	$\tau_b(MPa)$	$\tau_b(\overline{Mpa})$	Observation
RDC et 1er	740000	99629	139480	0,18	5	Vérifiée
2eme+3eme et 4eme	740000	55080	77112	0,10	5	Vérifiée
5eme et 6eme	740000	19490	27286	0,03	5	Vérifiée

Tableau 53: : Vérifications aux sollicitations tangentielles

V.4.3 Etude de la section soumise à la flexion composée

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\text{Avec : } \sigma_{ab} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Si σ_a et σ_b : sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b : sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b : sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

V.4.4.Le ferraillage des voiles en sens longitudinales

Exemple : Nous prenons le voile latéral :

$$(L = 4 \text{ m} ; H = 3.06 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m})$$

$$N = 1795.53 \text{ KN} ; M = 1117.53 \text{ KN.m} ; T = 463.95 \text{ KN}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.15 \times 4^3}{12} = 0.8 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h = 0.15 \times 4 = 0.6 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m}$$

VI.4.4.1. Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{s} + \frac{M.y}{I} = \frac{1795.53}{0.6} + \frac{1117.53 \times 2}{0.8} = 5786.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{s} - \frac{M.y}{I} = \frac{1795.53}{0.6} - \frac{1117.53 \times 2}{0.8} = 198.72 \text{ KN/m}^2$$

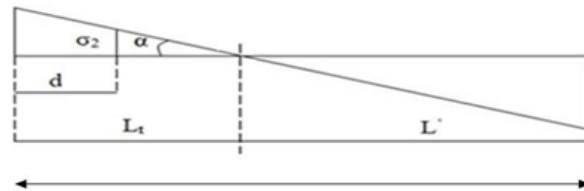


Figure 38: Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).

Calcul de L' :

$$L' = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 4 \times \left(\frac{198.72}{198.72 + 5786.37} \right) = 0.1328 \text{ m}$$

$$L_t = L - L' = 4 - 0.1328 = 3.8672 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L' \right)$$

$$d \leq \min \left(\frac{3.06}{2} ; \frac{2}{3} 0.1328 \right) = 1.53 \text{ m}$$

$$d \leq 1.53 \text{ m}$$

On ferraille alors sur une bonde de longueur d .: ce qui est définie par la contrainte correspondant à la fin de la bonde d .

Calcul de σ_2'

Ce qui donne:

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{5786.37}{2} = 2878.18 \text{ KN/m}$$

V.4.5 Calcul du ferraillage :

1. En zone d'about :

La longueur de la zone d'about dans notre cas est prise égale à 25 cm ce qui inférieur que la longueur exigée par le RPA ($L/10$).

$$N_{\text{moy}} = 2878.18 \times 0.2 \times 0.1328 = 1669.47 \text{ KN}$$

La section de ferraillage au niveau de la zone d'about est égale donc à :

$$A_{\text{about}} = \frac{N_{\text{moy}}}{\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{about}} = \frac{1669.47}{400} = 4.17 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales de RPA 2024

D'après le RPA 2024 (Art 7.7.4):

$$A_{\text{RPA}} = 0.20 \% \times e \times L_t$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0.20 \times 15 \times 3.8672 = 11.60 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal

$$A_{\text{min}} = 0.15 \% \times e \times l = 0.15 \% \times 15 \times 400 = 9 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_{\text{about}}, A_{\text{RPA}}, A_{\text{min}}) = \max(4.17 ; 11.60 ; 9)$$

$$A_s = 11.60 \text{ cm}^2.$$

❖ La zone comprime de RPA 2024

$$0.20 \% \times B \leq A_{\text{min}} \leq 0.50 \% \times B$$

$$12 \leq A_{\text{min}} \leq 30$$

$$A_{\text{min}} = 30 \text{ cm}^2$$

❖ Acier de couture

$$A_{\text{vj}} = 1.1 \left(\frac{\bar{v}}{f_e} \right); \bar{v} = 1.4 \times v$$

$$\bar{v} = 1.4 \times 463.95 = 649.53$$

$$A_{\text{vj}} = 1.1 \times \frac{649.53 \times 10^3}{400 \times 10} = 12.75 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_T = 11.60 \text{ cm}^2 \\ A_c = 30 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t = 11.60 + 30 = 41.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2 \times 14T14 = 43.1$$

L'espacement

- En zone courante : $St \leq \min(1.5 \times b_w, 25 \text{ cm})$

$$\text{Soit : } St \leq 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } St = 20 \text{ cm}$$

- En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10\text{cm}$

❖ le ferraillage horizontal

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{43.98}{4} = 10.99 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2 x14 Ø10 ($A_s = 11 \text{ cm}^2$)

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : Ø8

❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 % (Art 7.7.2 RPA 2024).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d}$

Avec :

T : l'effort tranchant du voile.

b: épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h:hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 463.95}{150 \times 0.9 \times 400} = 1.2 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\overline{\tau_u} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \rightarrow 1.2 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e}$$

$K = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10 \sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend $K=0$.

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}.$$

D'autre part le RPA 2024 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de : 0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025 f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025 f_{c28}$

❖ L'espacement

$$S_t \leq \min(1.5b_w, 25)$$

$$\text{Soit : } S_t \leq 25 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{150 \times 1.2 \times 150}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} (\text{RPA}) = 0.25 \% \times e \times 400 = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2 \times 10T10 = 15.71 \text{ cm}^2$$

Récap :

- SENS-Y

Tableau 54: Résultats du ferrailage vertical voiles (RDC +1er) au sens Y

Voile	H (m)	L (m)	E (m)	M (KN)	N (KN)	T (KN)	A_s (cm ²)	A_{vj} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)
Vy1	3.06	4	0.15	1117.53	1795.53	463.95	41.6	12.75	11.60	20
Vy2	3.06	3.35	0.15	636.3	1968.7	360.08	30.67	9.9	7.93	20
Vy3	3.06	2.7	0.15	637.85	1199.49	293.93	30.19	8.08	7.47	20

Tableau 55: Résultats du ferrailage vertical voiles (2eme +3eme+4eme) au sens Y

Voile	H (m)	L (m)	E (m)	M (KN)	N (KN)	T (KN)	A _s (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	S _t (cm)
Vy1	3.06	4	0.15	689.8	1340.8	437.3	26.30	12.02	10.63	20
Vy2	3.06	3.35	0.15	428.5	1358.7	352.6	20.79	9.69	7.86	20
Vy3	3.06	2.7	0.15	285.03	869.45	156.01	16.23	4.29	7	20

Tableau 56: Résultats du ferrailage vertical voiles (5eme+6eme) au sens Y

Voile	H (m)	L (m)	E (m)	M (KN)	N (KN)	T (KN)	A _s (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	S _t (cm)
Vy1	3.06	4	0.15	136.5	429.5	223.6	5.85	6.14	11.81	20
Vy2	3.06	3.35	0.15	85.2	413.7	174.9	4.47	4.80	9.37	20
Vy3	3.06	2.7	0.15	130.73	370.37	130.73	7.37	3.59	9.63	20

Tableau 57: Choix du ferrailage vertical voiles au sens Y

etage	voile	As	ferrailage
RDC+1er	Vy1	41.6	16HA14
	Vy2	30.67	12HA14
	Vy3	30.19	12HA14
2eme+3eme+4eme	Vy1	26.30	10HA14
	Vy2	20.79	8HA14
	Vy3	16.23	8HA12
5eme+6eme	Vy1	5.85	6HA12
	Vy2	4.47	6HA12
	Vy3	7.37	6HA12

- SENS-X

Tableau 58: Résultats du ferrailage vertical voiles (5eme+6eme) au sens X

Voile	H (m)	L (m)	E (m)	M (KN)	N (KN)	T (KN)	A _s (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	S _t (cm)
Vx1	3.06	3.10	0.15	1865.8	2143.3	1221.5	57.31	33.59	7.40	20
Vx2	3.06	0.85	0.15	60	419	17	10.47	0.46	2.53	10

Tableau 59: Résultats du ferrailage vertical voiles (5eme+6eme) au sens X

Voile	H (m)	L (m)	E (m)	M (KN)	N (KN)	T (KN)	A _s (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	S _t (cm)
Vx1	3.06	3.10	0.15	767.9	1369	1147.4	34.28	31.55	8.93	20
Vx2	3.06	0.85	0.15	13	278	17	3.07	0.46	1.69	15

Tableau 60 : Résultats du ferrailage vertical voiles (5eme+6eme) au sens X

Voile	H (m)	L (m)	E (m)	M (KN)	N (KN)	T (KN)	A _s (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	S _t (cm)
Vx1	3.06	3.10	0.15	221.1	454.9	473.1	10.70	13.01	9.02	20
Vx2	3.06	0.85	0.15	6	151.70	23	1.55	0.63	1.63	10

Tableau 61: Choix du ferrailage vertical voiles au sens X

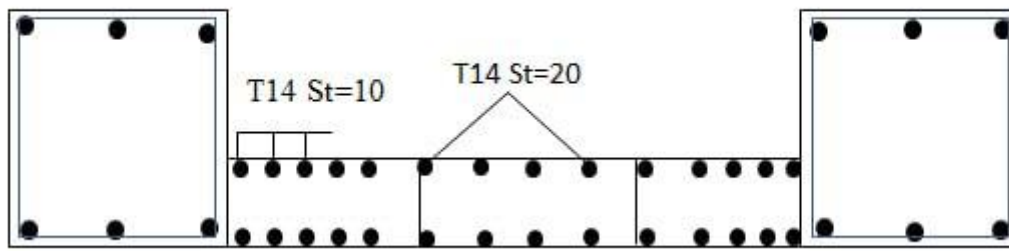


Figure 39 : Schéma de ferraillage pour voile

V.5. Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferraillages des différents éléments Principaux ; il a été tenu compte des ferraillages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferraillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Mur de soutènement

VI.1.1. Introduction

Un mur de soutènement est un ouvrage (généralement) vertical destiné à maintenir les terres, lorsqu'il existe une différence de niveau entre deux points d'un terrain. Il peut être en maçonnerie ou en béton (armé ou non).

Le mur de soutènement en béton armé est constitué de :

Rideau qui reçoit la poussée des terres et qui est terminé à la partie supérieure par une nervure de raidissement.

Une semelle qui sert de fondation à l'ouvrage et qui peut déborder en avant du rideau de manière à assurer une meilleure répartition des pressions sur le sol.

Des contreforts régulièrement espacés, qui sont destinés à solidariser le rideau et la semelle et à maintenir ainsi les positions des éléments.

Les forces agissantes sur l'ouvrage :

- le poids propre du mur
- le poids du terrain sur la semelle
- le poids de la surcharge.
- La poussée des terres.

VI.1.2. Prédimensionnement du mur de soutènement

Hauteur du mur : $H = 4.85 \text{ m}$

Ancrage : $D = 0.60 \text{ m}$

Couronnement : $C = 0.20 \text{ m}$

Largeur de la semelle : $B = 2.40 \text{ m}$

Patin de la semelle : $A = 0.70 \text{ m}$

Section d'encastrement du voile sur la semelle : $S = 0.40 \text{ m}$

Largeur du talon : $P = 1.30 \text{ m}$

Epaisseur de la semelle : $E = 0.40 \text{ m}$

VI.1.2. Caractéristique du Sol

- Portance du sol : $\sigma_{sol} = 1.50 \text{ bars}$
- Poids des terres : $\gamma_{terre} = 1.8 \text{ t/m}^3$
- Coefficient de poussée : $K_p = 0.28$

Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$

$$\delta / \varphi = 1/3$$

$$\Psi = (2/3)\varphi$$

VI.1.3. Les Calculs préliminaires :

a-Poids du mur : $w = w_1 + w_2$

$$W_1 = \gamma_b \times h_2 \times b_2 = 2.5 \times 0.2 \times 4.45 = 2.23 \text{ t/ml}$$

$$W_2 = \gamma_b \times h_2 \times b_2 = 2.5 \times 0.4 \times 2.4 = 2.40 \text{ t/ml}$$

$$w = W_1 + W_2 = 4.63 \text{ t/ml}$$

Coordonnées des centre de gravité :

$$G1 \begin{cases} X_{g1} = 0.80 \text{ m} \\ Y_{g1} = 2.63 \text{ m} \end{cases} \quad G2 \begin{cases} X_{g2} = 1.20 \text{ m} \\ Y_{g2} = 0.20 \text{ m} \end{cases}$$

Poids prisme de sol:

$$S = 1.8 \times 1.3 \times 4.45 = 10.41 \text{ t/ml}$$

$$G3 \begin{cases} X_{g3} = 1.75 \text{ m} \\ Y_{g3} = 2.63 \text{ m} \end{cases}$$

Force de poussée:

On néglige la butée sur l'autre face de la semelle du mur

$$p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a = \frac{1}{2} \times 1.8 \times (4.45)^2 \times 0.28 = 4.99 \text{ t/ml}$$

$$\text{Composante horizontale : } P_h = P \times \cos \sigma = 4.91 \text{ t/ml}$$

$$\text{Composante verticale : } P_v = P \times \sin \sigma = 0.87 \text{ t/ml}$$

Les coordonnées du point d'application de P :

$$G4 \begin{cases} X_{g4} = 2.4 \text{ m} \\ Y_{g4} = 1.48 \text{ m} \end{cases}$$

La résultante R :

V : composante verticale :

$$V = W_1 + W_2 + S + P_v = 2.23 + 2.4 + 10.41 + 0.87 = 15.90 \text{ t/ml}$$

H : composante horizontale :

$$H = 4.85 \text{ t/ml}$$

$$R = \sqrt{H^2 + V^2} = 16.65$$

Vérification de la sécurité par rapport au glissement :

$$F_g = \frac{V}{H} \tan \psi \geq 1.2$$

$$\Psi = 20^\circ$$

$$F_g = \frac{15.90}{4.85} \times \tan 20 = 1.21 \geq 1.2 \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de la sécurité au renversement :

$$F_r = \frac{M_r}{M_m} \geq 1.5$$

M_r : Moment résistant

M_m : Moment moteur

$$M_m = P_h \times y_g = 4.91 \times 1.48 = 7.29 \text{ t/ml}$$

$$M_r = W_1 \times x_{g1} + W_2 \times x_{g2} + S \times x_{g3} + P_v \times x_{g4}$$

$$M_r = 2.30 \times 0.8 + 2.4 \times 1.2 + 10.41 \times 1.75 + 0.87 \times 2.4 = 25 \text{ t/m}$$

$$F_r = \frac{M_r}{M_m} = \frac{25}{7.29} = 3.43 \geq 1.5 \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de la sécurité au poinçonnement :

Le poinçonnement du mur s'effectue dans le sol sur la base de la semelle, il faut déterminer le diagramme des contraintes dans le sol sous la semelle.

Il faut déterminer le point de passage de résultants R par rapport au milieu de la semelle (excentrement) (algébriquement ou graphiquement).

$$\overline{AN} = \frac{M_r - M_m}{V} = \frac{25 - 7.29}{15.90} = 1.11 \text{ m}$$

$$|e| = \frac{B}{2} - \overline{AN} = \frac{2.4}{2} - 1.11 = 0.09 \text{ m}$$

On compare « e » par au tiers central

$$\frac{B}{6} = \frac{2.4}{6} = 0.4 \geq e = 0.09 \text{ m}$$

La résultants R passe par le tiers central et le diagramme des contraintes dans le sol sous la semelle et trapézoïdal

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 8.13 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 5.12 \text{ t/m}^2$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \leq \sigma_{sol} \quad \text{et} \quad \sigma_{max} \leq \frac{4}{3} \sigma_{sol} \quad \text{et} \quad \sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{8.13 + 5.12}{2} = 6.63 \text{ t/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 15 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{cv}$$

$$\sigma_{max} = 8.13 \text{ t/m}^2 \leq \frac{4}{3} \times \sigma_{sol} = 20 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{cv}$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 7.38 \text{ t/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 15 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{cv}$$

VI.1.3. Ferrailage du mur :

1- Rideaux :

$$Q_u = \frac{1}{2} \times 1.35 \times 1.8 \times (4.45)^2 \times 0.28 = 6.73 \text{ t}$$

$$M_u = \frac{h}{3} \times Q_u = \frac{6.73}{3} \times 4.45 = 10 \text{ t.m}$$

La section étudiée est soumise à la flexion composée pratiquement le poids propre des parois peut être négligé et nous pouvons calculer la section comme si elle est soumise à la flexion simple

$$A_s = 8.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on adopte : 8 HA 12 = 9.05

$$St = 12 \text{ cm}$$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{8.70}{4} = 2.18 \text{ cm}^2$$

2- Semelle :

Le poids de la semelle est répartie :

$$\frac{1.35 \times 24000}{1000 \times 2400} = 0.013 \text{ MPa}$$

Le poids des terres sur la semelle arrière est répartie :

$$\frac{1.35 \times 104100}{1000 \times 1300} = 0.108 \text{ MPa}$$

Le poids des terres sur la semelle avant est réparti :

$$\frac{1.35 \times (0.45 \times 1.8 \times 0.7) \times 10000}{1000 \times 400} = 0.0191 \text{ MPa}$$

Section d'encastrement du consol AB :

$$M = 8.29 \times \frac{0.7^2}{2} = 2.03 \text{ t.m} = 19910 \text{ N.m}$$

$$A_s = 1.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{56.90 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.16 \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

Section d'encastrement de la consol CD :

$$M = 32960 \text{ N.m/ml}$$

$$A_s = 2.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\tau_u = 0.14 \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

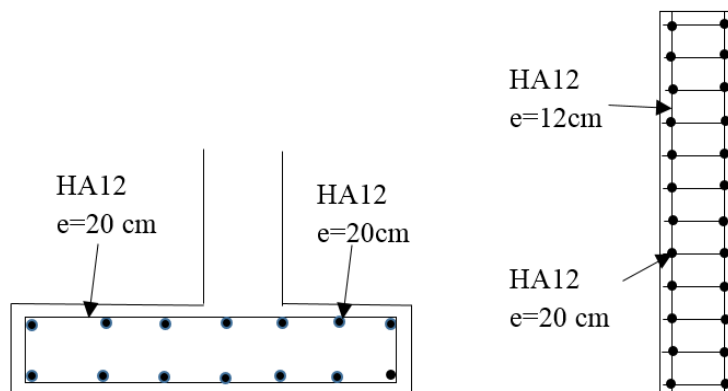


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage du mur

VI.2. Fondation

VI.2.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des Efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux Sollicitations extérieures, en :

A. Fondations superficielles : utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles Sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radier).

B. Fondations profondes : utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol Assez profond (pieux, puits).

VI.2.2 Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui Nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous a donné

Une contrainte admissible du sol égale à $\sigma_{sol} = 1.8$ bars.

VI.2.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

VI.2.3.1 Vérification de semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B le même que les dimensions des poteaux a et b, tel que : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ avec $a = 40$ cm ; $b = 40$ cm ; $\frac{a}{b} = 1$ On doit vérifier la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \text{ Soit :}$$

N_s : Effort normal à l'ELS.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ; ($\sigma_{sol} = 1.8$ bars)

$$N_{ser} = 25581.60 \text{ KN}$$

S : la surface de toutes les fondations

Dans notre cas :

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{25581.60}{180}} = 11.92 \text{ m}$$

$$B \geq 1192 \text{ cm}$$

On remarque que la surface occupée par les semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol ($S_{\text{néc}} > 50\% S_{\text{bat}}$). Dans ce cas, nous optons définitivement pour un radier général.

VI.2.4. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.
- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.

VI.2.4.1 Pré dimensionnement de radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est considéré infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

a) épaisseur du radier

- Condition forfaitaire (Condition de coffrage) :

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

h_t : Hauteur des nervures ;

h_r : Hauteur de la dalle

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\text{max}} = 445 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } h_t \geq \frac{445}{10} = 44.5 \text{ cm ; } h_r \geq \frac{445}{20} = 22.25 \text{ cm}$$

Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$: plus grande distance entre deux portiques parallèles.

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

D'après [8] on a :

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{kb}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 32164.195 \text{ MPa}$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle

Donc :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4450^4 \times 0.04}{3.14^4 \times 32164.195}} = 124.56 \text{ cm} = 125 \text{ cm}$$

- Condition de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2s}$$

S : Section du bâtiment

$$S = 204.14 \text{ m}^2$$

$$L = 4.45 \text{ m}; b = 1 \text{ m}$$

$$N_u = 35021.28 \text{ KN}$$

b) Surface du radier :

$N_{ser} = 25581.60 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure à l'ELS).

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow S_{rad} \geq 142.12 \text{ m}$$

La surface du bâtiment : $S_b = 204.14 \text{ m}^2$

$S_{rad} \leq S_b$ Donc le radier est sans débords.

VI.2.4.2 Les Vérifications :

a) Vérification au poinçonnement :

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dus au poinçonnement des poteaux sur la surface de la plaque : selon CBA 93 (article A.5.2.4.2)

On doit vérifier la condition suivante :

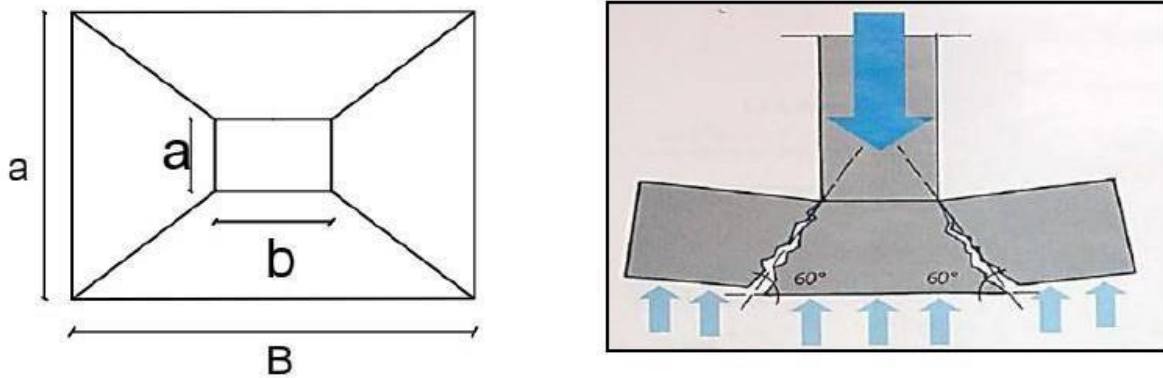


Figure 40: schéma de poinçonnement

$$N_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal sur le poteau.

h : Hauteur totale de la dalle.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(A + B)$$

$$A = a + h \quad A = 0.6 + 0.9 = 1.5 \text{ m}$$

$$B = b + h \quad B = 0.6 + 0.9 = 1.5 \text{ m}$$

Ce qui donne : $U_c = 6 \text{ m}$

$$N_u = 1357.82 \leq \frac{0,045 \times 6000 \times 900 \times 25}{1.5} = 4050 \text{ CV.}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2s} \times 1 = V_u = \frac{35021.28 \times 4.45 \times 1}{2 \times 204.14} = 381.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{381.71}{1000 \times 450} = 0.84 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \text{ CV.}$$

VI.2.4.3 Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple. On considère que la fissuration est préjudiciable. On fait le calcul pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$L_x = 3.60 \text{ m}$$

$$L_y = 4.45 \text{ m}$$

a) Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{35021.28}{204.14} = 171.55 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} = \frac{25581.60}{204.14} = 125.31 \text{ KN/m}^2$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.60}{4.45} = 0.97 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle du radier travaille dans les deux sens.}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

b) calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 [2] :

- Dans ce cas de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans ce cas de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et de } \nu.$$

ν : coefficient de poisson à l'ELU = 0 et l'ELS = 0.2

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\rho = 0.97 \rightarrow \mu_x = 0.0392 \rightarrow \mu_y = 0.9322$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 175.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y q_u L_y^2 = 163.25 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 175.12 = 148.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 163.25 = 138.76 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 0.5 \times 175.12 = 87.56 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.75 \text{ m}^2$

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 70 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 67.5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPA}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$;
 $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 62: Ferrailage de la dalle du radier.

	Sens	$M_u(\text{KN. m})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_{ca}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$	Choix
	XX	148.85	0.023	0.029	66.7	6.41	9.24	6HA14
	YY	138.76	0.021	0.026	66.8	5.97	9.24	6HA14
Appui		87.56	0.0136	0.017	67.04	3.75	6.79	6HA12

d) condition non fragilité :

$$h = 75 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{\min x} \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 6.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} \geq \rho_0 \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\rho_0 = 0.8 \times 10^{-3} \text{ pour les barres HA}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97$$

- Travée :**

$$\text{Sens x-x : } A_x = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.09 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

- Appuis :**

$$\text{Sens x-x : } A_x = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.09 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1,211)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ Mpa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 320.03 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 313.5 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 320.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{320.03 \times 10^3}{1000 \times 675} = 0.48 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_u} = 1.75 \text{ MPA} \dots \text{CV.}$$

f) Espacement :

- Travée :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) \dots \text{CV.}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) \dots \text{CV.}$$

g) Vérification à L'ELS :

Évaluation des sollicitations à L'ELS :

$$\rho = 0.97 \rightarrow \mu_x = 0.0392 \rightarrow \mu_y = 0.9322$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 126.22 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y q_u L_y^2 = 117.66 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 126.22 = 107.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 117.66 = 100 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 0.5 \times 126.22 = 63.11 \text{ KN.m}$$

h) Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

- Détermination de la valeur de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^2 + nA'_s (d - c')^2 - nA_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 63: Vérification des contraintes à l'ELS.

		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	
	XX	107.28	9.24	12.36	484343.23	183.2	201.63	CV
	YY	100	9.24	12.36	484343.23	170.77	201.63	CV
	Appui	63.11	6.79	10.75	369424.18	145.42	201.63	CV

VI.2.4.4 Ferrailage des nervures :

a) Calcul des efforts :

pour calcul des efforts, nous utilisons la méthode forfaitaire (BAEL91 modifiée 99) nous

avons : $M_0 = \frac{pl^2}{8} = 759.6 \text{ KN.m}$

- En travée $M_t = 0.85 M_0$
- sur appuis $M_a = 0.5 M_0$

b) Calcul des armatures :

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ cm}$; $L = 4.45 \text{ m}$

	M_u (KN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	645.66	17.7	10HA16	20.11
Appuis	379.8	10.26	10HA12	11.31

Tableau 64: Ferrailage des nervures du radier.

c) Vérification des contraintes à L'ELS :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	472.41	15.39	6.27	15	308.21	201.63	CNV
Appuis	277.89	7.85	3.99	15	285.32	201.63	CNV

Tableau 65: Vérification des contraintes à l'ELS.

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section du ferrailage.

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification	Choix
Travée	472.41	24.13	5.26	15	200.17	201.63	CV	12HA16
Appui	277.89	17.75	3.87	15	174.35	201.63	CV	6HA12+6HA14

Tableau 66: Vérification des contraintes à l'ELS.

d) Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Nous devons vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28} ; \text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{243.11 \times 4.45}{2} = T_u = 535.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{535.62}{600 \times 1080} = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV.}$$

e) Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 f_e} \quad (K = 1 : \text{pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$\frac{A_t f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right) = 0.4 \text{ MPa}$$

RPA :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) \rightarrow \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{zone nodale}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPA} ; \tau_u = 0.92 \text{ MPA} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPA} ; b = 60 \text{ cm}.$$

Nous trouvons :

$$S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}.$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courante}.$$

$$A_t \geq 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prenons : } 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

a) Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Nous optons $4T14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.

• Schéma de ferrailage

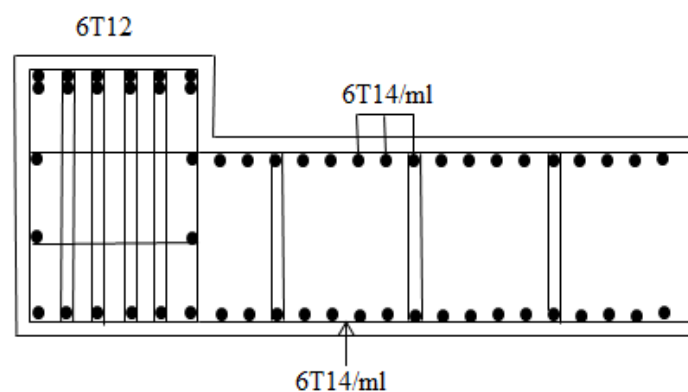


Figure 41: Schéma de ferrailage de radier.

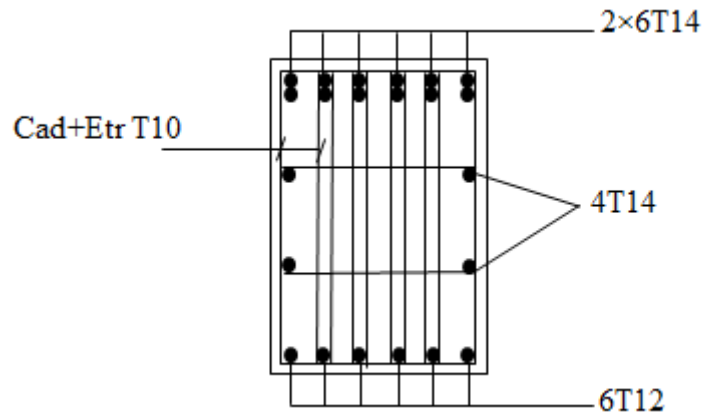


Figure 42: Schéma de ferrailage des nervures

VI.3 Conclusion :

L'étude du sol est une étape importante pour la réalisation de la construction. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Pour notre bâtiment, et vue de la faible capacité portante du sol, et les charges élevées du bâtiment, il est indispensable de passer par un radier général nervuré.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant le calcul.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser

beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

[1] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91**

[2] Règles Parasismiques Algériennes **RPA2024**

[3] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**

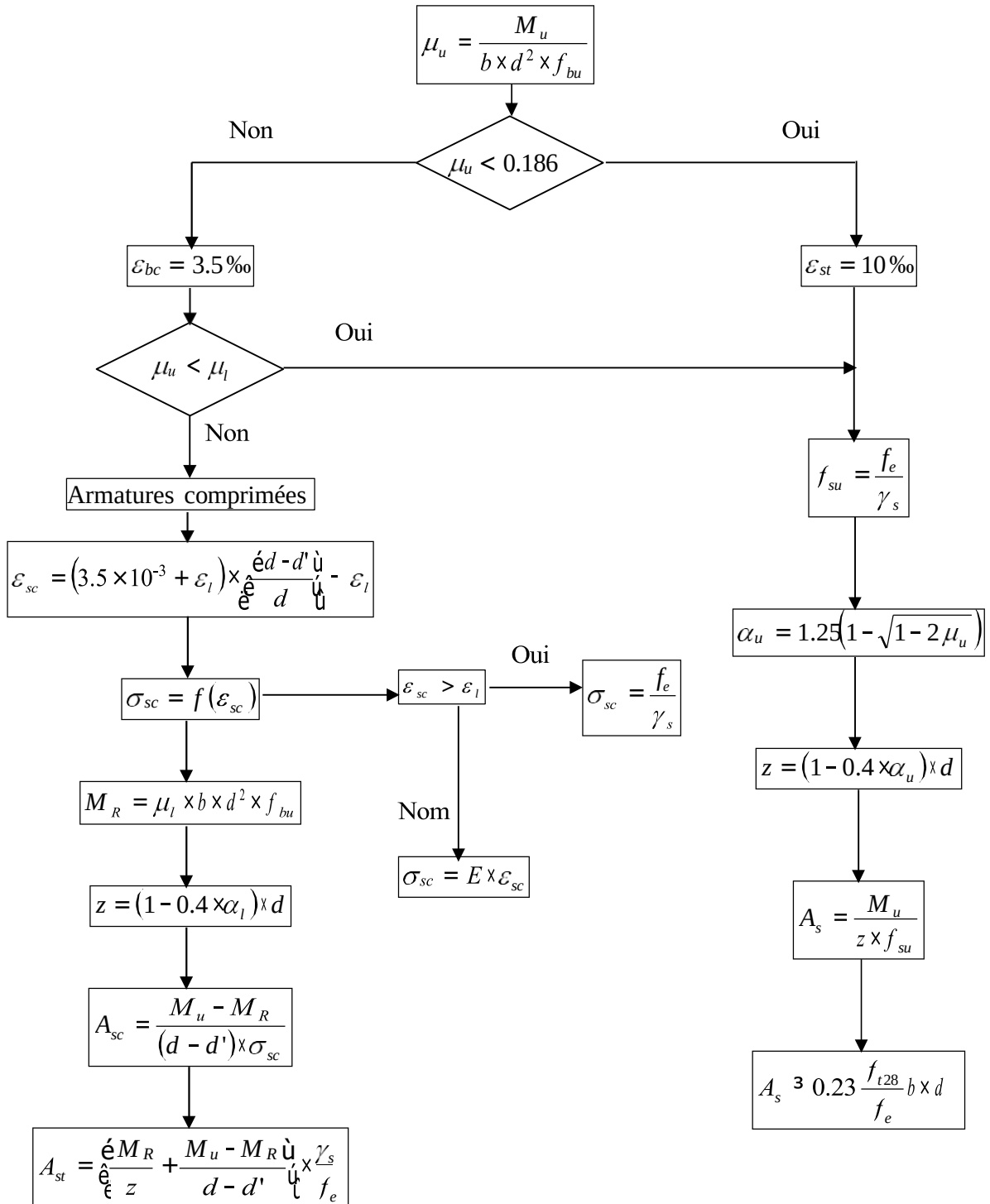
[4] Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R-B.C 2.2**

[1] Cours de modélisation de structure (Master 2 GC) **Dr. Boukour Salima.**

[2] Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) **Dr. Abdelkader Brahim.**

Thèse : ETUDE D'UN BATIMENT (RDC+ 9 ETAGES+ SOUS-SOL) EN BETON ARME
Etudié et réaliser par (**BOUNEDJAR Housni**).

ANNEXE



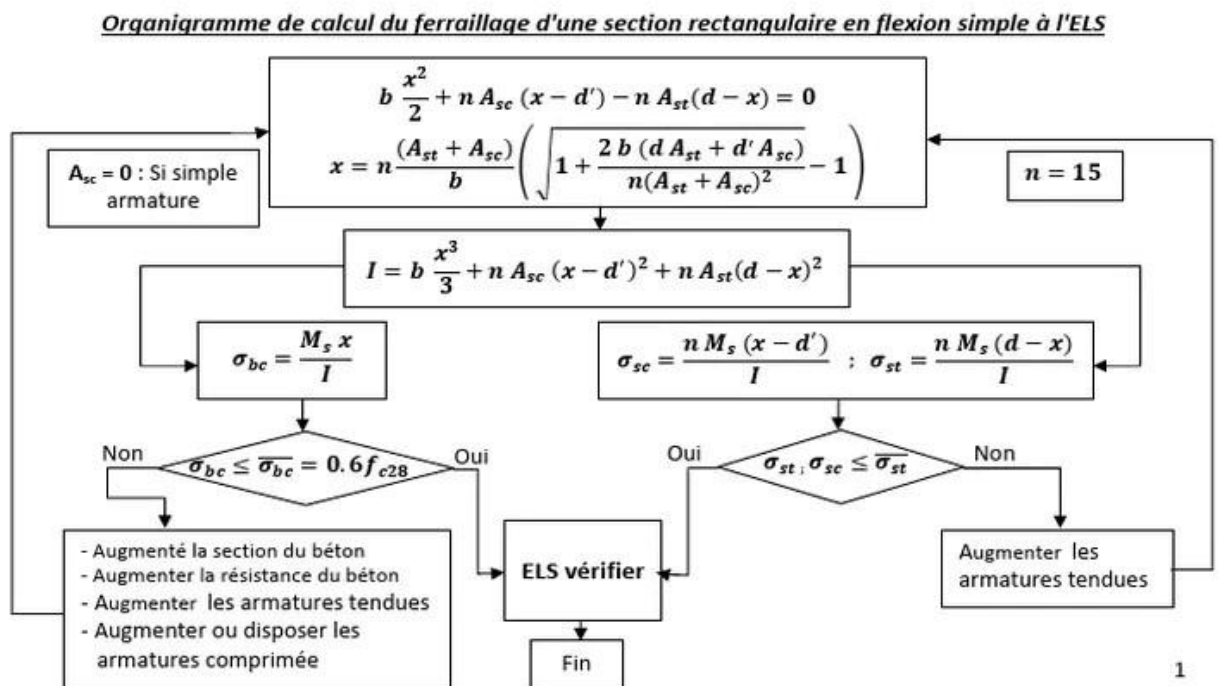
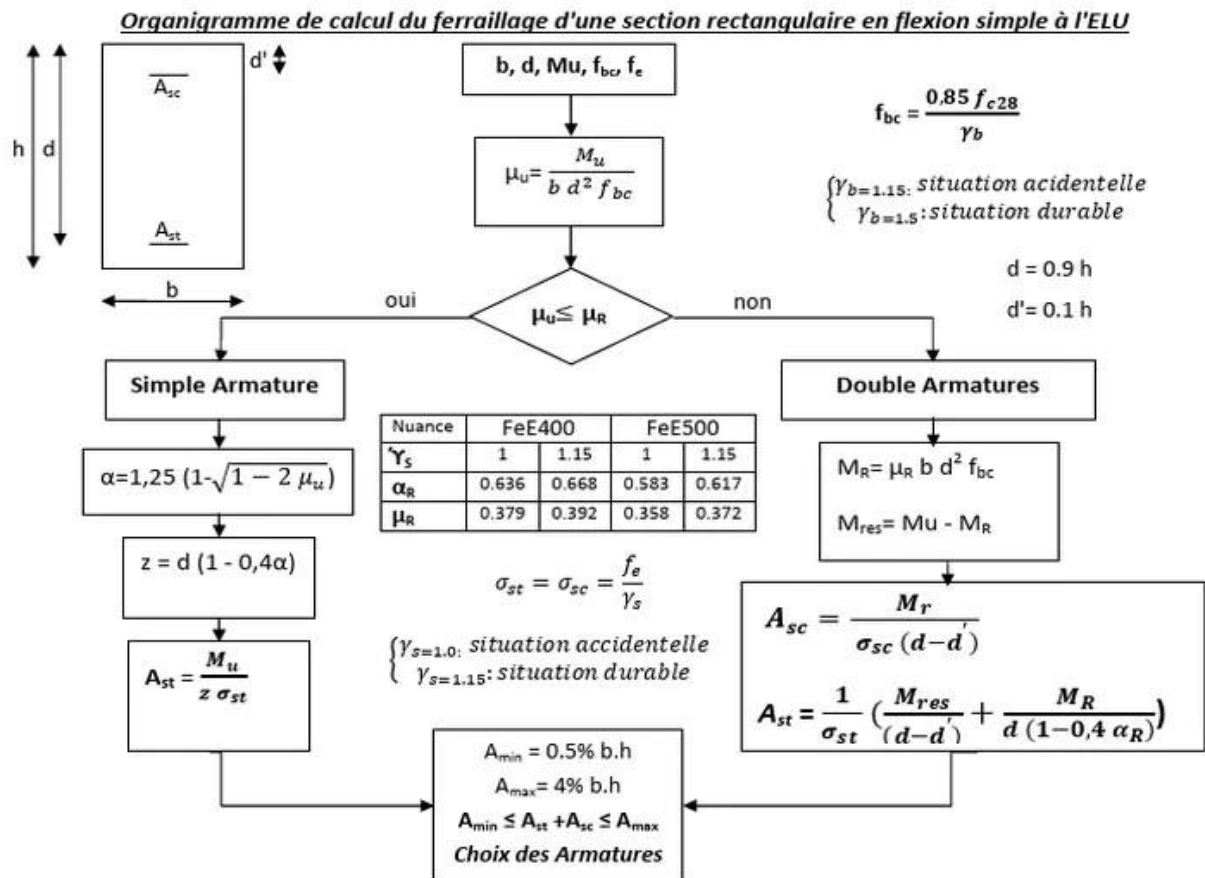


Tableau de ferrailage

		Diamètre des barres Ø (en mm)										
		5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Nombre de barres	1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
	2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
	3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
	4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
	5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
	6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
	7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
	8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
	9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
	10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
	11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
	12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
	13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
	14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
	15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
	16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
	17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
	18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
	19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.55	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
	20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33