

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



جامعة سعد دحلب - البليدة 1 -
Université Saad Dahleb-Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master2 en Génie Civil

Option : Structure

THÈME

**ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME (R+9+UN SOUS-SOL)
AVEC UN SYSTEME DE CONTREVENTEMENT CONSTITUE PAR
DES VOILES**

Etudié et réaliser par

**BELAIDI Adem
RAMDANI Abdelouahab**

Devant le jury composé de :

Mme/ Mr.	U. Saad Dahleb-Blida	Président
Mme/ Mr.	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mme. BELHEOUANE I	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Juin 2025

Remerciements :

Nous remercions tout d'abord **DIEU** le tout puissant qui m'a donné durant toutes ces années la santé, le courage et la foi nécessaires à l'aboutissement de ce mémoire.

Nous exprimons nos sincères remerciements à notre promotrice de mémoire, **Mme BELHEOUANE**, pour son soutien consistant, son expertise et ses précieux conseils tout au long de ce travail. Nous tenons également à remercier **Le président du jury et les membres du jury**, pour leur temps et leur évaluation impartiale de notre travail.

Nos chaleureux remerciements vont à nos chers parents pour leurs encouragements tout au long de cette aventure. Leurs encouragements sont notre source de motivation et de réconfort.

Nous remercions enfin toute personne ayant contribué à l'élaboration de ce travail, et trouve ici l'expression de mes plus profonds sentiments.

Dédicace :

Je dédie ce projet

À mon père et à ma mère, piliers de ma vie, pour leurs sacrifices, leurs encouragements constants et leur amour inestimable.

À ma promotrice, pour son encadrement rigoureux, ses conseils avisés et son soutien précieux tout au long de ce projet.

À mon binôme, pour sa collaboration sans faille, son esprit critique constructif et son enthousiasme communicatif qui ont enrichi chaque étape de notre travail.

À mon frère et ma sœur, pour leur soutien moral inconditionnel.

À mes amis sincères, qui ont su rendre ce parcours plus léger et plus humain.

Ce travail vous est dédié avec respect et reconnaissance.

Adem

Dédicace :

Je dédie ce mémoire

À mes parents, dont le soutien constant, l'amour inconditionnel et les encouragements m'ont toujours porté, même dans les moments les plus difficiles.

À ma sœur qui m'a toujours encouragée et à ma famille toute entière, pour leur présence discrète mais précieuse, et pour les valeurs qu'ils m'ont transmises.

À mon binôme, pour sa patience, les heures de travail partagées, et la belle complicité qui ont rendu cette aventure plus enrichissante.

À mes amis, pour leur présence, leur écoute et leurs encouragements dans les moments de doute comme dans les moments de joie.

À mes professeurs, et en particulier à mon encadrant de mémoire, pour leur accompagnement, leurs conseils et leur confiance.

Merci à toutes ces personnes qui ont, chacune à leur manière, contribué à la réalisation de ce travail.

Abdelouahab

ملخص :

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مبنى متعدد الاستخدامات يتألف من طابق أرضي للنشاطات التجارية، وطابق أول للخدمات، وثمانية طوابق سكنية وطابق سفلي. تم تنفيذ المشروع في ولاية الجزائر العاصمة المصنفة في المنطقة الزلزالية السادسة بموجب اللوائح الزلزالية الجزائرية (RPA 2024).

تضمن مقاومة المبنى وثباته في مواجهة الحمولات العمودية والأفقية من خلال أعمدة وجدران من الخرسانة المسلحة، مما أدى إلى نظام تدعيم يتكون من جدران وفقاً للوائح الزلازل الجزائرية (RPA2024).

تم إجراء التحليل الديناميكي للمبنى باستخدام برنامج ETABS الهندسي المتخصص، وفقاً للمعايير واللوائح المعمول بها في الجزائر، ولا سيما RPA 2024 و CBA93.

بالنسبة لتسليح العناصر الحاملة، تم استخدام برنامج SOCOTEC ، وهو برنامج آلي متقدم، والذي يضمن درجة عالية من الدقة في التصميم. كما استخدمنا أيضاً برنامجاً طوره السيد طبعة للتحقق من السهم.

وأخيراً، ركزت الدراسة أيضاً على البنية التحتية للمشروع، مع تحديد أبعاد الأساسات وتقويتها، ولا سيما الطوافة المضلعة التي تم اختيارها لهذا الهيكل.

Résumé :

Ce projet vise à étudier un bâtiment à multi-usage, composé d'un rez-de-chaussée à vocation commerciale, d'un premier étage à usage de services, de huit étages résidentiels, ainsi que d'un sous-sol. Le projet a été réalisé dans la wilaya d'Alger, classée en zone sismique VI selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024).

La résistance et la stabilité du bâtiment face aux charges verticales et horizontales sont assurées par des poteaux et des voiles en béton armé, d'où un système de contreventement constitué par des voiles selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024).

L'analyse dynamique du bâtiment a été effectuée à l'aide du logiciel d'ingénierie spécialisé ETABS, conformément aux normes et réglementations en vigueur en Algérie, notamment le RPA 2024 et le CBA93.

Pour le ferrailage des éléments porteurs, un logiciel automatisé avancé, SOCOTEC, a été utilisé, ce qui a permis d'assurer une grande précision dans la conception. Aussi, nous avons utilisé un logiciel développé par Mr. TEBA A pour la vérification de la flèche.

Enfin, l'étude a également porté sur les infrastructures du projet, avec un dimensionnement et le ferrailage des fondations, en particulier un radier nervuré qui a été choisi pour cette structure.

Summary :

This project aims to study a mixed-use building consisting of a ground floor for commercial activities, a first floor for services, eight residential floors and a basement. The project was carried out in Algiers, which is classified in the sixth seismic zone under the Algerian seismic regulations (RPA 2024).

The building's resistance and stability against vertical and horizontal loads is ensured by reinforced concrete columns and walls, resulting in a reinforcement system consisting of walls in accordance with the Algerian seismic regulations (RPA 2024).

The dynamic analysis of the building was carried out using the specialized engineering software ETABS, in accordance with the standards and regulations in force in Algeria, in particular RPA 2024 and CBA93.

For the reinforcement of the load-bearing elements, SOCOTEC, an advanced automated program, was used, which guarantees a high degree of design accuracy. We also used a program developed by Mr. TABBAA to verify the arrow.

Finally, the study also focused on the infrastructure of the project, with the dimensioning and strengthening of the foundations, in particular the polygonal raft that was chosen for this structure.

Liste des figures :

FIGURE I.1 : PLAN DE FAÇADE PRINCIPALE.....	2
FIGURE I.2: PLAN DE FAÇADE SECONDAIRE.....	2
FIGURE I.3: PLAN DE FAÇADE EST.....	3
FIGURE I.4: PLAN DE RDC	3
FIGURE I.5: PLAN DE 1ER ETAGE	4
FIGURE I.6: PLAN DES AUTRES ETAGES	4
FIGURE I.7: VUE EN COUPE	5
FIGURE I.8: DIAGRAMME CONTRAINTE DE DEFORMATION DU BETON A L'ELU.....	9
FIGURE I.9: DIAGRAMME CONTRAINTE DE DEFORMATION DU BETON A L'ELS	9
FIGURE I.10: DIAGRAMME CONTRAINTE DE DEFORMATION DE L'ACIER.....	11
FIGURE II.1: SECTION DES POUTRES	14
FIGURE II.2: COUPE PLANCHER CORPS CREUX.....	15
FIGURE II.3: COUPE DE VOILES EN ELEVATION	16
FIGURE II.4: PLANCHER TERRASSE (INACCESSIBLE).....	17
FIGURE II.5: PLANCHER ETAGE COURANT	18
FIGURE II.6: DALLE PLEINE	19
FIGURE II.7: MUR EXTERIEUR.....	20
FIGURE II.8: SCHEMA D'ACROTERE.....	21
FIGURE II.9: SURFACE REPRISE PAR LE POTEAU CENTRAL	25
FIGURE II.11: SURFACE REPRISE PAR LE POTEAU D'ANGLE.....	29
FIGURE III.1: DIMENSION DE L'ACROTERE.....	34
FIGURE III.2: LES SOLLICITATIONS D'ACROTERE.....	35
FIGURE III.3 : POSITION DE L'AXE NEUTRE.....	38
FIGURE III.4: FERRAILLAGE DE L'ACROTERE	41
FIGURE III.5 : COUPE D'UN ESCALIER	42
FIGURE III.6: VUE EN PLAN ESCALIER	43
FIGURE III.8: VOLEE 2	44
FIGURE III.7: VOLEE 1 ET 3.....	44
FIGURE III.9: MODELISATION VOLEE	44
FIGURE III.10: SCHEMA STATIQUE ELU	46
FIGURE III.12: EFFORT TRANCHANT ELU	46
FIGURE III.11: MOMENT FLECHISSANT ELU	46

FIGURE III.13: SCHEMA STATIQUE ELS.....	47
FIGURE III.14: MOMENT FLECHISSANT ELS.....	47
FIGURE III.15: EFFORT TRANCHANT ELS.....	47
FIGURE III.16: SCHEMA DE FERRAILLAGE D'ESCALIER.....	51
FIGURE III.17: SCHEMA STATIQUE DU BALCON	53
FIGURE III.18: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU BALCON	55
FIGURE III.18: DIAGRAMME DE MOMENT FLECHISSANT.....	62
FIGURE III.19: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT.....	62
FIGURE III.20: FERRAILLAGE DES POUTRELLES.....	70
FIGURE III.21 : DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES ARMATURES DE LA TABLE DE COMPRESSION.....	71
FIGURE III.22 : FERRAILLAGE DE LA DALLE MACHINE.....	84
FIGURE IV.1 : SPECTRE DE REPONSE.....	93
FIGURE IV.2 : VUE EN 3D DU MODELE INITIAL.....	96
FIGURE IV.3 : VUE EN 2D DU MODELE INITIAL.....	96
FIGURE IV.4 : VUE EN 3D DU MODELE 1.	98
FIGURE IV.5 : VUE EN 2D DU MODELE 1.	98
FIGURE IV.6 : VUE EN 3D DU MODELE FINAL.....	102
FIGURE IV.7 : VUE EN 2D DU MODELE FINAL.....	102
FIGURE V.1: CAS DE CONSTITUTION DE POTEAU COURT, PAR HAUTEUR INSUFFISANTE DE LA MAÇONNERIE DE REMPLISSAGE.....	116
FIGURE V.3: ARRET DES BARRES.....	125
FIGURE V.4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES PORTEUSES.....	128
FIGURE V.5 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES NON-PORTEUSES.....	128
FIGURE V.6: ZONE CRITIQUE A LA BASE DU VOILE	130
FIGURE V.7: ELEMENTS DE RIVE POUR LES VOILES.....	131
FIGURE V.9: MOMENTS EN FONCTION DE LA HAUTEUR.....	134
FIGURE V.11: DIAGRAMME DES MOMENTS.....	135
FIGURE V.10: L'ENVELOPPE DE CALCUL DES VOILES.....	135
FIGURE V.13: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE VOILES (20X340).....	143
FIGURE VI.1: SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU.	145
FIGURE VI.2: SEMELLES FILANTES SOUS POTEAUX.	147
FIGURE VI.3: RADIER GENERAL NERVURE	149
FIGURE VI.4: COUPE DU RADIER NERVURE	152

FIGURE VL5: SOLLICITATION DU RADIER.....	154
FIGURE VL6 : PANNEAU DE LA DALLE DU RADIER.....	156
FIGURE VL7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER	158
FIGURE VL8 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE.....	161
FIGURE VL9: EVALUATION DES CHARGES.....	162
FIGURE VL10: POUSES DES TERRES.....	162
FIGURE VL11: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.	166

Liste des tableaux :

TABLEAU II.1: COMPOSITIONS DE LA TERRASSE (INACCESSIBLE).....	17
TABLEAU II.2: COMPOSITIONS DE PLANCHER COURANT.....	18
TABLEAU II.3: COMPOSITIONS DE LA DALLE PLEINE	19
TABLEAU II.4: COMPOSITION DU MUR.....	20
TABLEAU II.5: LOI DE DEGRESSION	24
TABLEAU II.6: CALCULE DES POTEAUX CENTRAUX.....	26
TABLEAU II.7: VERIFICATION DES POTEAUX CENTRAUX.....	26
TABLEAU II.8: CALCULE DES POTEAUX DE RIVE.....	28
TABLEAU II.9: VERIFICATION DE POTEAU DE RIVE.....	29
TABLEAU II.10: CALCULE DES POTEAUX D'ANGLES.....	30
TABLEAU II.11: VERIFICATION DES POTEAUX D'ANGLES.....	31
TABLEAU II.12: CHOIX FINAL DES POTEAUX.....	31
TABLEAU III.1: LES EFFORTS A L'ELU ET L'ELS.....	35
TABLEAU III.2: EVALUATION DE CHARGE PERMANENTE DU PALIER.....	45
TABLEAU III.3: EVALUATION DE CHARGE PERMANENTE DU PAILLASSE.....	45
TABLEAU III.4: RECAPITULATION DES RESULTATS.....	47
TABLEAU III.5: LES RESULTATS DE LA FLEXION SIMPLE	48
TABLEAU III.6: VERIFICATION A L'ELS	49
TABLEAU III.7: FERRAILLAGE DU BALCON.....	53
TABLEAU III.8: VERIFICATION A L'ELS	55
TABLEAU III.9: CALCUL DES EFFORTS INTERNES (M, T) DES POUTRELLES A CINQ TRAVEES.....	61
TABLEAU III.10: RECAPITULATIF DU CALCUL. M^{MAX}	63
TABLEAU III.11 : CALCUL DES EFFORTS INTERNES (M, T) DES POUTRELLES A 7 TRAVEES.	63
TABLEAU III.12 : RECAPITULATIF DU CALCUL. M^{MAX}	63
TABLEAU III.13 : CALCUL DES EFFORTS INTERNES (M, T) DES POUTRELLES A 7 TRAVEES.	64
TABLEAU III.14 : RECAPITULATIF DU CALCUL. M^{MAX}	64
TABLEAU III.15 : RECAPITULATIF DU CALCUL DES SECTIONS D'ARMATURES EN TRAVEE.	65
TABLEAU III.16: RECAPITULATIF DU CALCUL DES SECTIONS D'ARMATURES SUR APPUI...	65
TABLEAU III.17 : RECAPITULATIF POUR LA VERIFICATION A L'ELS.....	67
TABLEAU III.18 : RECAPITULATIF DU CALCUL DE LA FLECHE.....	68
TABLEAU III.20 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS	76

TABLEAU III.21 : RECAPITULATIF DU CALCUL DE LA FLECHE.....	77
TABLEAU III.22: TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE FERRAILLAGE EN TRAVEE (SENS L_x)	80
TABLEAU III.23: TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE FERRAILLAGE EN TRAVEE (SENS L_y)	80
TABLEAU III.24: TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE FERRAILLAGE SUR APPUIS.....	81
TABLEAU III.25 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE LA DALLE EN TRAVEE ET SUR APPUIS DANS LES DEUX SENS.....	82
TABLEAU IV.1: FACTEUR DE QUALITE.....	93
TABLEAU IV.2 : PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE INITIAL.	97
TABLEAU IV.3 : PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE 1.....	99
TABLEAU IV.4 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL POUR LES POTEAUX.	100
TABLEAU IV.5 : NOUVELLE SECTION DES POTEAUX	101
TABLEAU IV.6 : PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE FINAL.....	103
TABLEAU IV.7 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL POUR LES POTEAUX.	104
TABLEAU IV.8 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE DU MODELE FINAL...	105
TABLEAU IV.7 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL POUR LES VOILES.	106
TABLEAU IV.9 : VERIFICATION L'EFFET P-Δ INTER ETAGES DU MODELE FINAL.....	107
TABLEAU V.1 : CARACTERISTIQUE DU BETON ET ACIER	109
TABLEAU V.2 : FERRAILLAGE DES POTEAUX SUIVANT CAS 01: N^{MAX}; M^{CORR}	112
TABLEAU V.3 : FERRAILLAGE DES POTEAUX SUIVANT CAS 02: N^{MIN}; M^{CORR}	112
TABLEAU V.4 : FERRAILLAGE DES POTEAUX SUIVANT CAS 03: M^{MAX}; N^{CORR}	113
TABLEAU V.5 : FERRAILLAGE DES POTEAUX SUIVANT CAS 01: N^{MAX}; M^{CORR}	113
TABLEAU V.6 : FERRAILLAGE DES POTEAUX SUIVANT CAS 02 : N^{MIN} ; M^{CORR}	113
TABLEAU V.7 : FERRAILLAGE DES POTEAUX SUIVANT CAS 03 : M^{MAX} ; N^{CORR}	113
TABLEAU V.8 : CHOIX D'ARMATURES VERTICALES DES POTEAUX.....	114
TABLEAU V.9 : VERIFICATIONS DES CONTRAINTES DE BETON A L'ELS.....	114
TABLEAU V.11 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DES POTEAUX.	116
TABLEAU V.12 : ESPACEMENT DES CADRES DES POTEAUX	118
TABLEAU V.13 : CHOIX D'ARMATURES TRANSVERSALES DES POTEAUX.	118
TABLEAU V.14 : FERRAILLAGE DES POUTRES PORTEUSES.....	121
TABLEAU V.15 : FERRAILLAGE DES POUTRES PORTEUSES.....	121
TABLEAU V.16 : FERRAILLAGE DES POUTRES NON-PORTEUSES.....	121
TABLEAU V.17 : FERRAILLAGE DES POUTRES NON-PORTEUSES.....	121

TABLEAU V.18 : CHOIX DES ARMATURES POUR LES POUTRES PORTEUSES	122
TABLEAU V.19 : CHOIX DES ARMATURES POUR LES POUTRES NON-PORTEUSES	122
TABLEAU V.20 : VERIFICATION DE LA CONDITION NON FRAGILITE	122
TABLEAU V.21 : VERIFICATION LES POUTRES (30X40) A L'ELS	123
TABLEAU V.22 : VERIFICATION LES POUTRES (30X35) A L'ELS	123
TABLEAU V.23 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT	123
TABLEAU V.24 : CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES.....	124
TABLEAU V.25 : CALCUL DE LA FLECHE POUTRE 30X40.....	126
TABLEAU V.26 : CALCUL DE LA FLECHE POUTRE 30X35.....	127
TABLEAU V.27 : LES MOMENTS DE CHAQUE NIVEAU	136
TABLEAU V.28 : EFFORTS ET MOMENTS.....	137
TABLEAU V.29 : FERRAILLAGE DES VOILES (20X340).....	137
TABLEAU V.30 : EFFORTS ET MOMENTS.....	139
TABLEAU V.31 : FERRAILLAGE DES VOILES (20X315).....	140
TABLEAU V.32 : MOMENT DEVELOPPEE.....	141
TABLEAU V.31 : FERRAILLAGE DES VOILES (20X310).....	142
 TABLEAU VI.1: RECAPITULATIF DES SECTIONS DE SEMELLES FILANTES ET DES EFFORTS NORMAUX	 148
TABLEAU VI.4: CONTRAINTE SOUS LE RADIER A L'ELU.....	155
TABLEAU VI.5: CONTRAINTE SOUS LE RADIER A L'ELS	155
TABLEAU VI.6 : FERRAILLAGE DES PANNEAUX DU RADIER.	157
TABLEAU VI.7 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE BETON A L'ELS.	158
TABLEAU VI.8 : VERIFICATION DES CONTRAINTES D'ACIER A L'ELS.....	158
TABLEAU VI.9 : FERRAILLAGE DES NERVURES.....	159
TABLEAU VI.10: VERIFICATION DES CONTRAINTES DE BETON A L'ELS.	160
TABLEAU VI.11 : VERIFICATION DES CONTRAINTES D'ACIER A L'ELS.....	160
TABLEAU VI.12 : FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE	164
TABLEAU VI.13 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE BETON A L'ELS.	166
TABLEAU VI.14 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE L'ACIER A L'ELS.	166

Notation et symboles :

A (ou A_s ou A_l)	Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B :	Aire d'une section de béton
E_s	Module de Young de l'acier
E_{ij} :	Module de Young instantané a l'âge de j jours
E_{vj}	Module de Young instantané a l'âge de j jours
F :	Force ou action en général
I_l	Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser} :	Moment fléchissant de calcul de service
M_u :	Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser} :	Effort normal de calcul de service
N_u :	Effort normal de calcul ultime
P :	Action permanente
Q :	Action d'exploitation
V_u	Effort tranchant de calcul ultime
a :	Largeur d'un poteau ou d'un voile
b :	Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	b_0
d (et d_0) :	d (et d_0) :
e :	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e :	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj} :	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
G :	Charge permanente unitaire
h :	Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	Hauteur du talon d'une poutre
h_1 :	Hauteur du hourdis d'une poutre
j :	Nombre de jours de maturité du béton
L :	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f :	Longueur de flambement.
n :	Coefficient d'équivalence acier-béton.
Q :	Charge permanente unitaire.

S_t	Espacement des armatures transversales
y_1	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u :	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b) :	Bras de levier du couple de flexion.
α_u :	Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>).
ϵ_{bcmax} :	Déformations maximale du béton comprime (<i>epsilon</i>).
ϵ_{st}	Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	Déformations des armatures comprimées.
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser} :	Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	Moment ultime réduit à l'ELU.
ν :	Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc} :	Contrainte maximale du béton comprime.
σ_{st}	Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u :	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s :	Contrainte d'adhérence.
τ_{se} :	Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ :	Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l :	Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t :	Diamètre d'une armature transversale.

Tableau des matières

Remerciements

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Notation et symboles

Introduction generale :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	1
I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :	1
I.2.1. Dimensions en élévation :	1
I.2.2. Dimensions en plan :	1
I.3. PLANS ARCHITECTURAUX :	2
I.3.1. Plans de façade principal :	2
I.3.2. Plan de façade secondaire :	2
I.3.3. Vue de côté :	3
I.3.4. Plan de rez de chaussée :	3
I.3.5. Plan de 1 ^{er} étage :	4
I.3.6. Plan des étages :	4
I.3.7. Plan de coupe A-A :	5
I.4. OSSATURE ET SYSTEME CONSTRUCTIF DE LA STRUCTURE :	6
I.4.1. Plancher :	6
I.4.2. Ossature :	6
I.4.3. Escalier :	6
I.4.4. Maçonnerie :	6
I.4.5. Revêtement :	6
I.4.6. Acrotère :	6
I.4.7. Terrasse :	6
I.5. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :	7
I.5.1. Béton :	7
I.5.2. Acier :	11
I.5.3. Les règlements utilisés :	12
I.5.4. Combinaison de charge :	12

CHAPITRE II : PREDEMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION :	13
II.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	13
II.2.a. Poutres principales :	13
II.2.b. Poutres secondaires :	14
II.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	15
II.3.1. Plancher à corps creux :	15

II.3.2. Dimensionnement des poutrelles :	15
II.3.3. Dalle pleine : (Balcon)	16
II.4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES :	16
II.5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	17
II.5.1. Introduction :	17
II.5.2. Evaluation des charges :	17
II.5.3. Loi de dégression des charges d'exploitation :	24
II.5.4. DESCENTE DES CHARGES :	25
II.5.4.a. Poteau central :	25
II.5.4.b. Poteau de rive :	27
II.5.4.c Poteau d'angle :	29
II.5.5. Conclusion :	31

CHAPITRE III : LES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION :	34
III.2. ACROTERE :	34
III.2.1. Methode de calcul :	34
III.2.2. Calcul de sollicitation :	35
III.2.3. Calcul de ferrailage :	35
III.2.4. Vérifications :	37
III.2.5. Schema de ferrailage :	41
III.3. ESCALIER :	42
III.3.1. Introduction :	42
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :	42
III.3.3. Dimensionnement des éléments d'un escalier :	43
III.3.4. Evaluation des charges :	45
III.3.5. Calcul de ferrailage :	48
III.3.6. Vérification :	48
III.3.7. Schéma de ferrailage :	51
III.4. BALCON :	52
III.4.1. Introduction :	52
III.4.2. Evaluation des charges :	52
III.4.3. Calcul de ferrailage	53
III.4.4. Vérification.....	53
III.4.5. Schéma de ferrailage :	55
III.5. PLANCHER CORPS CREUX :	56
III.5.1. Introduction :	56
III.5.2. Dimensions des poutrelles :	56
III.5.3. Calcul des moments :	56
III.5.4. Calcul des poutrelles :	56
III.5.5. Evaluation des charges et surcharges :	58
III.5.6. Vérifications :	66
III.5.7. Schéma de ferrailage :	70
III.6. ETUDE DES DALLES PLEINES :	72

III.6.1. Introduction :	72
III.6.2. Evaluation des charges :	72
III.6.3. Ferrailage de la dalle :	74
III.6.4. Vérifications :	75
III.7. ETUDE DE LA DALLE MACHINE :	78
III.7.1. Introduction :	78
III.7.2. Pré dimensionnement :	78
III.7.3. Détermination des charges et surcharges :	79
III.7.4. Ferrailage de la dalle :	80
III.7.5. Vérifications :	81
III.7.6. Schéma de ferrailage :	84

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :	85
IV.2. ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE :	85
IV.2.1. Introduction :	85
IV.2.2. Modélisation mathématique :	85
IV.2.3. Caractéristique dynamiques propres :	86
IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE :	87
IV.3.1. Présentation du programme ETABS :	87
IV.3.2. Modélisation de rigidité :	88
IV.3.3. L'analyse :	88
IV.3.4. Modélisation de la masse :	88
IV.3.5. Conception du contreventement vertical :	89
IV.4. ETUDE SISMIQUE :	89
IV.4.1. Stratégie du calcul sismique :	89
IV.4.2. Choix de la méthode calcul :	91
IV.4.3. Analyse spectrale :	91
IV.5. RESULTATS DE L'ANALYSE SISMIQUE :	96
IV.5.1. Modèle initial :	96
IV.5.2. Modèle 1 :	98
IV.5.3. Modèle final :	102
IV.5.3.a. Caractéristiques dynamiques propres :	103
IV.5.3.b Résultats des forces sismiques:	104
IV.5.3.c. Vérification critère de l'effort normal réduit :	104
IV.5.3.d. Vérification des déplacements inter-étages :	104
IV.5.3.e. Vérification critère de l'effort normal réduit VOILE :	105
IV.5.3.f. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	106
IV.5.3.g. Vérification du facteur de comportement R :	107
IV.5.4. Conclusion :	108

CHAPITRE V : FERRAILAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. INTRODUCTION :	109
V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX :	109

V.2.1. Introduction :	109
V.2.2. Méthode de calcul :	112
V.2.3. Vérifications :	114
V.2.4. Schéma de ferrailage :	119
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	120
V.3.1. Introduction	120
V.3.2. Calcul de ferrailage	121
V.3.3. Vérifications :	122
V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres :	127
V.3. FERRAILLAGE DES VOILES :	129
V.3.1. Introduction :	129
V.3.2. Méthode de calcul selon RPA :	130
V.3.3. Exemple de calcul :	133
V.3.4. Calcul de ferrailage :	135
V.3.5. FERRAILLAGES DES VOILES :	139
V.3.6. SCHEMA DE FERRAILLAGE :	143

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION	144
VI.2. FONCTIONS ASSUREES PAR LES FONDATIONS	144
VI.3. CHOIX DE TYPE DE FONDATIONS	144
VI.4. CALCUL DES FONDATIONS	145
VI.4.1. Semelles isolées	145
VI.4.2. Semelles filantes	147
VI.4.3. Radier général	149
VI.4.4. Vérifications :	153
VI.4.5. Ferrailage de la dalle du radier :	156
VI.4.6. Ferrailage des nervures :	159
V.5. VOILE PERIPHERIQUE :	162
V.5.1. Introduction :	162
V.5.2. Evaluation des charges :	162
V.5.3. Ferrailage du voile périphérique :	164
V.5.4. Vérifications :	164
V.5.5. Schéma de ferrailage :	166

Conclusion général

Introduction Générale :

Depuis les anciennes civilisations, la construction a toujours été une activité essentielle pour l'homme, évoluant avec le temps grâce aux avancées technologiques et scientifiques. Toutefois, **les séismes** demeurent l'un des défis naturels les plus redoutables auxquels les bâtisseurs ont dû faire face.

La conception d'une **structure parasismique** est un processus complexe qui doit répondre à deux exigences majeures : garantir la sécurité conformément aux normes en vigueur et minimiser les coûts de construction. La résistance d'une structure face aux forces horizontales repose principalement sur son système de contreventement. Dans le règlement parasismique algériens plusieurs systèmes de contreventement sont définis afin d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments face aux séismes. Ces dispositifs, qu'ils soient constitués de **voiles en béton armé, de noyaux rigides ou de contreventements métalliques**, jouent un rôle fondamental.

Notre travail consiste à dimensionner et étudier un Bâtiment en RDC + 09 étages + 01 sous-sol. Cet ouvrage est implanté à AIN NAADJA dans la wilaya d'Alger, classer en **zone sismique VI** (forte sismicité) selon le règlement parasismique algérien **RPA2024**.

Pour cela les étapes suivantes seront réalisées :

Notre projet repose sur une série d'étapes essentielles visant à garantir la résistance et la durabilité du bâtiment. Il débute par une présentation détaillée de notre bâtiment et les matériaux utilisés. Ensuite, une évaluation des charges verticales permet de pré-dimensionner les principaux composants, qu'ils soient structuraux ou non. Le dimensionnement des éléments non structuraux, tels que les acrotères, les balcons, les escaliers et les planchers, sont présentés dans le chapitre 3. Par ailleurs, une analyse sismique approfondie est réalisée grâce au logiciel ETABS 18, permettant une modélisation dynamique en 3D de la structure.

Le calcul des armatures et des ferraillements des éléments structuraux, notamment les poteaux, les poutres et les voiles, est détaillé dans le cinquième chapitre. Par la suite, l'étude des fondations est menée afin d'assurer un dimensionnement optimal en fonction des résultats obtenus, garantissant ainsi une stabilité et une résistance accrues du bâtiment. En fin nous terminons notre manuscrit par une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE L'OUVRAGE
ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1. Présentation de l'ouvrage :

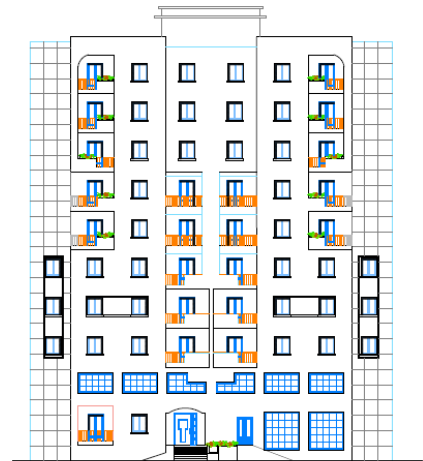
Le projet que nous sommes en train d'étudier consiste en un bâtiment composé d'un sous-sol, d'un Rez-de-chaussée plus neuf étages (**R+9+s sol**), implanté à Alger commune AIN NAADJA qu'est classé comme **zone VI** selon le classement des zones établit par le règlement parasismique algérien **RPA99 VERSION 2024**.

Le RDC sera destiné aux activités commerciales, le 1er niveau recevra des bureaux alors que le reste des étages seront à usage d'habitation.

I.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Ce bâtiment à 9 niveaux au-dessus du sol dont la structure porteuse est constituée de portiques en béton armé contreventés par des voiles.

- 08 étages à usage d'habitation.
- 01 étage à usage de service (bureaux).
- 01 terrasse inaccessible.
- Rez-de-chaussée (Locale).
- 01 sous-sol.



I.2.1. Dimensions en élévation :

Hauteur rez-de-chaussée **hr= 4.08 m**

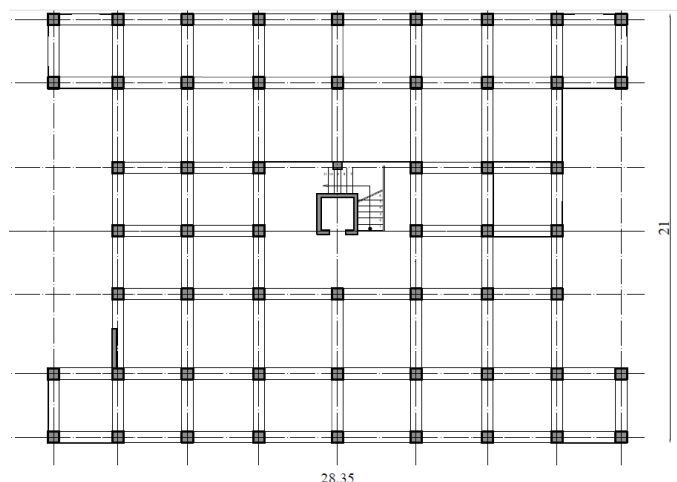
Hauteur niveau courant **hc= 3.06 m**

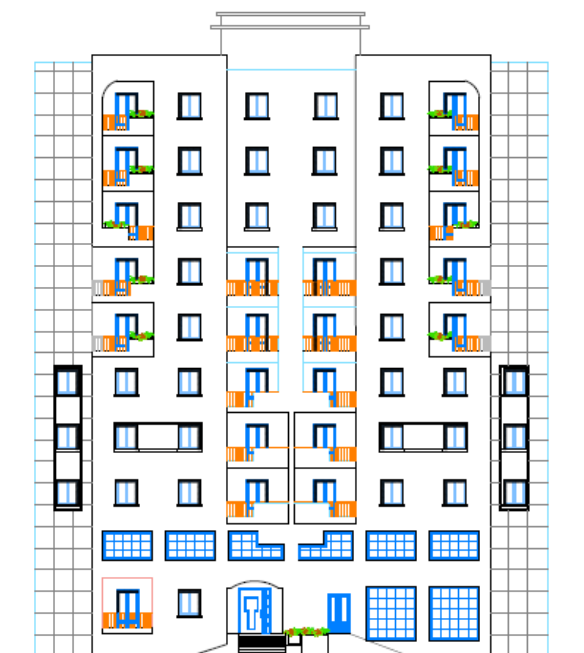
Hauteur totale du bâtiment (avec local machinerie et l'acrotère) **H =35.28 m**

I.2.2. Dimensions en plan :

Sens longitudinal **L = 28.35 m**

Sens transversal **I = 21 m**



I.3. Plans architecturaux :**I.3.1. Plans de façade principal :****Figure I.1 :** Plan de façade principale**I.3.2. Plan de façade secondaire :****Figure I.2:** Plan de façade secondaire

I.3.3. Plan de façade est :

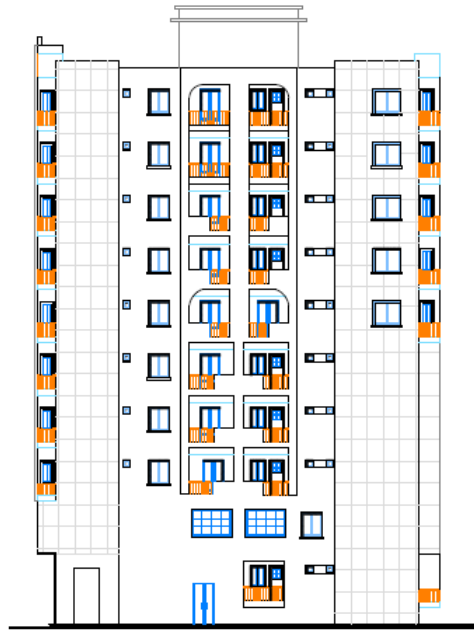


Figure I.3: Plan de façade est

I.3.4. Plan de rez de chaussée :

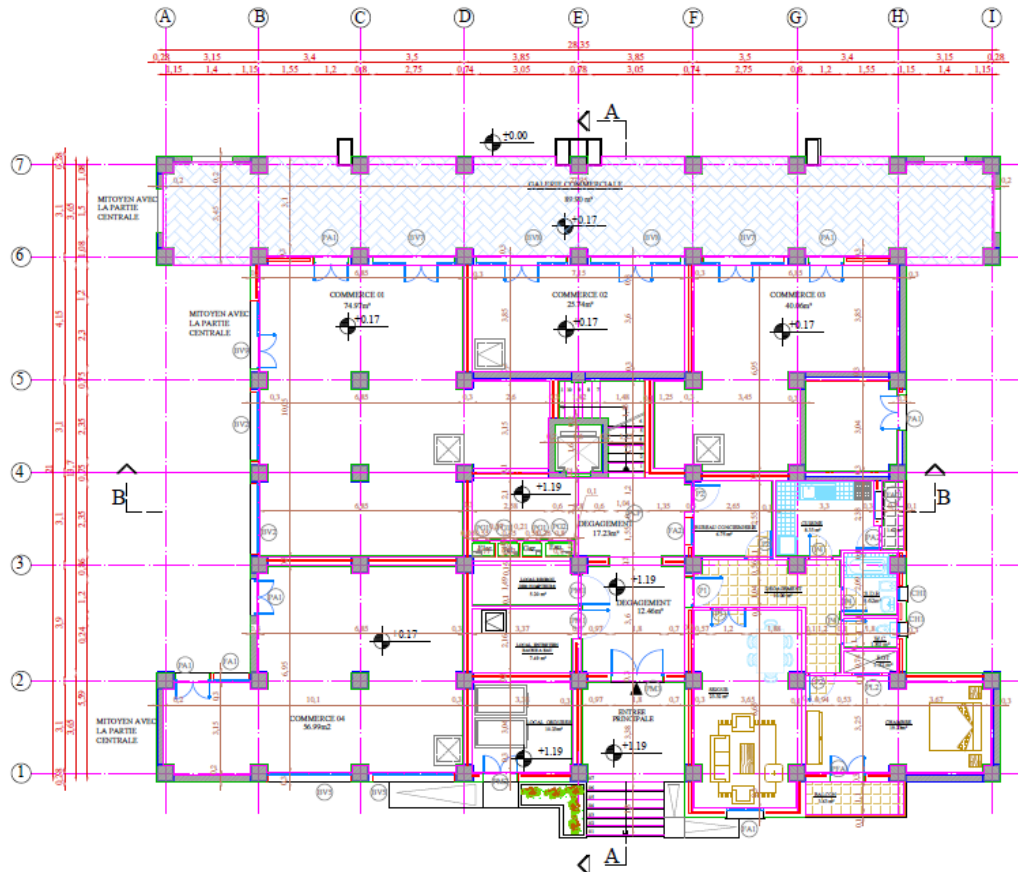


Figure I.4: Plan de RDC

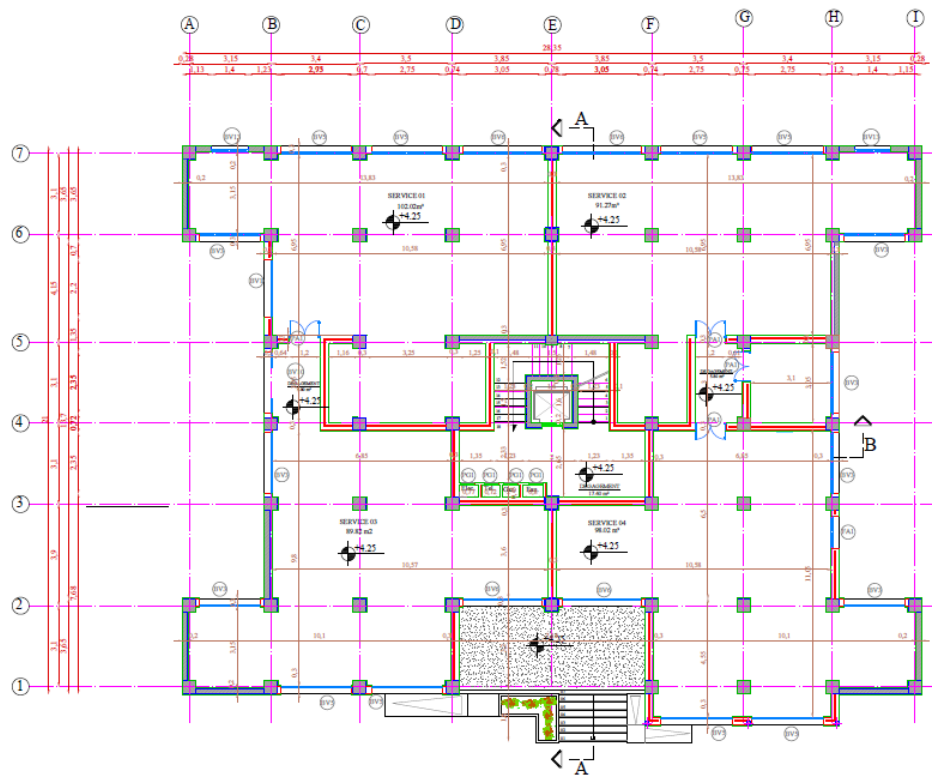
I.3.5. Plan de 1^{er} étage :

Figure I.5: Plan de 1er etage

I.3.6. Plan des étages :

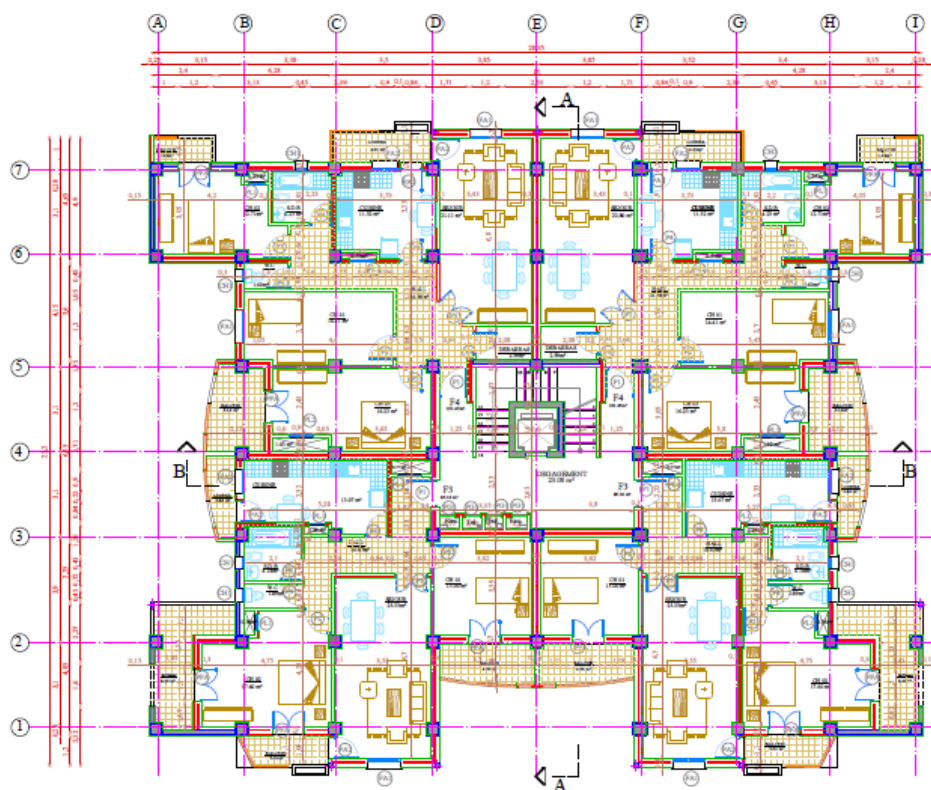


Figure I.6: Plan des autres étages

I.3.7. Plan de coupe A-A :

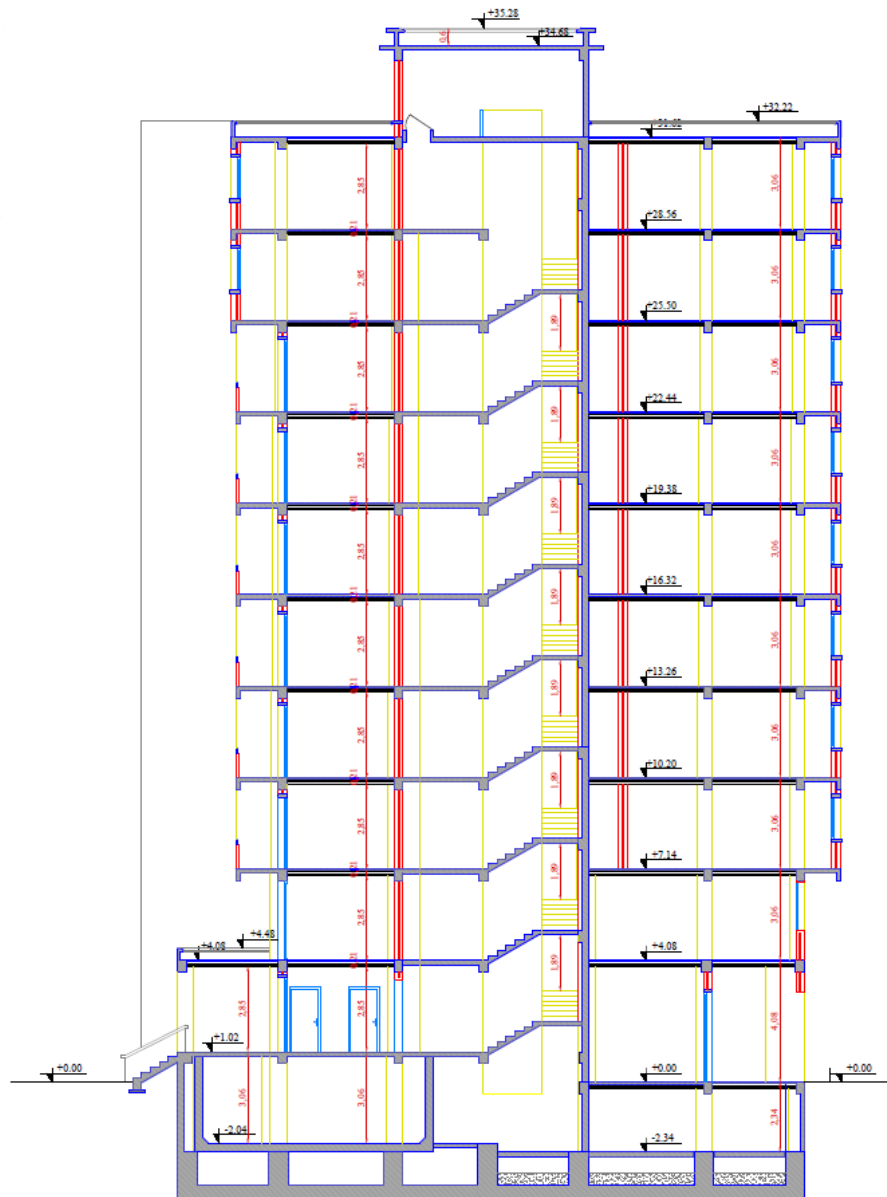


Figure I.7: Vue en coupe

I.4. Ossature et Système constructif de la structure :**I.4.1. Plancher :**

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour deux types de planchers :

Un plancher semi-préfabriqué en « poutrelles + corps creux + dalle de compression » pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

Un plancher en dalle pleine :

- Utilisé dans les zones nécessitant une plus grande résistance locale.
- Bonne performance acoustique et résistance au feu.
- Assure un diaphragme rigide efficace pour la transmission des efforts sismiques horizontaux.

I.4.2. Ossature :

La stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticales et horizontales est assurée par une structure résistante constituée de portiques contreventés par des voiles.

I.4.3. Escalier :

Le bâtiment présente deux types d'escalier, escalier droit en béton armé coulé sur place.

I.4.4. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont exécutés double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Le mur intérieur est constitué de briques de 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Revêtements :

- Enduit plâtre pour les plafonds.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs.
- Enduit en plâtre et ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Carrelage pour les plancher accessible.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

I.4.6. L'acrotère :

Le bâtiment est entouré d'un acrotère de 55 cm de hauteur et d'épaisseur de 10 cm conçu en béton armé.

I.4.7. Terrasse :

La terrasse de notre structure est inaccessible, Sauf pour les travaux d'entretien.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

La structure de notre bâtiment est conçue avec de béton armé, qui est constitué de béton et d'acier.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction de bâtiments doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie à savoir BAEL91 modifiées 99, RPA 2024 et CBA93.

I.5.1. Béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Économie** : 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.
- **La maniabilité** : facilite de mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : le béton protège les armatures contre la corrosion par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste bien aux effets des incendies.

Composition du béton utilisé :

Il existe plusieurs méthodes de formulation du béton en fonction de la résistance et de la malléabilité souhaitée, dans notre cas, on a choisi une résistance à la compression de **30 MPa** donc la composition suivante satisfait notre but.

La méthode adoptée dans beaucoup de chantier en Algérie :

- 350 kg de ciment de 42.5R
- 400 L de sable DS <5 mm
- 800 L de gravillon 5 mm < Dg < 25 mm
- 175 L d'eau de gâchage

La masse volumique : Elle varie entre 2.2 à 2.5 t/m³ suivant la qualité d'acier mise dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à **2.5 t/m³**.

Caractéristiques du sol d'assise :

La capacité portante admissible du sol donnée par le rapport géotechnique ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$)

- Sismicité (zone VI).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usages 2.
- Le site est considéré meuble S3.

Résistances caractéristiques à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression. Compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la compression notée f_{c28} par des essais de compression jusqu'à la rupture sur des éprouvettes cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{pour } j \leq 60 \\ 1.1 f_{c28} & \text{pour } j > 60 \end{cases}$$

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Résistances caractéristiques à la traction :

La Résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant le cylindre précédents placé horizontalement entre les Plateaux d'une presse (essai Brésilien).
- Traction - flexion à l'aide d'une éprouvette prismatiques de côté (a) et de longueur (4a) reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La Résistance à la traction notée f_{tj} est définie par :

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} &= 0,275 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

On a été amené à se fixer une valeur de **30MPa** pour f_{c28} , et par conséquent :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = \mathbf{2,4MPa}.$$

Déformation et contrainte de calcul :**Contrainte limite à l'Etat limite ultime :**

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle (B.A.E.L91 modifié99.P80) sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

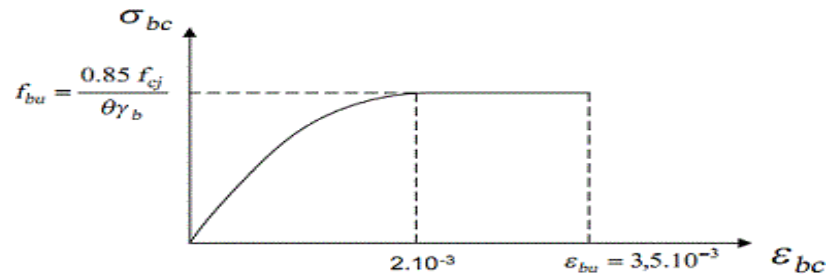


Figure I.8: Diagramme contrainte de déformation du béton à l'ELU

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

$$f_{bu} = \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

Situations	Durables ou transitoires	Accidentelles
γ_b	1,5	1,2
$f_{bu}(\text{MPa})$	17	21.25

Contrainte limite à l'Etat limite de service :

La contrainte limite de service (σ_{bc}) est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

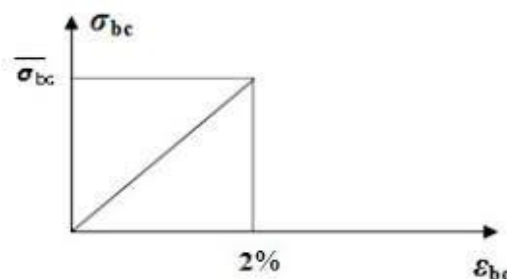


Figure I.9: Diagramme contrainte de déformation du béton à l'ELS

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Contrainte ultime de cisaillement :

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

Avec :

T_u : Effort tranchant ; b_0 : Largeur de la pièce ; d : Hauteur de la pièce.

Module de déformation longitudinale :

Ce module, connu sous le nom de *module de Young*, est défini sous l'action des contraintes normales de longue durée ou de courte durée d'application.

Module d'élasticité instantanée E_{ij} :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179,56 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité différée E_{vj} :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496,76 \text{ MPa}$$

Coefficient de poisson :

Ce dernier représente le rapport entre les déformations longitudinales et les déformations transversales et il est noté « ν ».

Le coefficient de poisson est pris égale a :

Pour E.L.U : $\nu = 0$

Pour E.L.S : $\nu = 0.2$

Poids volumique :

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$$

I.5.2. Acier :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Généralement les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont :

- Les ronds lisses pour les armatures transversales.
- Les barres haute adhérence de nuance Fe E500 pour les armatures longitudinales
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$ pour les hourdis des planchers à corps creux.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

Contraintes limites :

Contrainte limite à l'état limite ultime :

La contrainte limite des aciers est donnée par : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$;

Coefficient de sécurité :

- $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles ;
- $\gamma_s = 1.15$ dans le cas général.

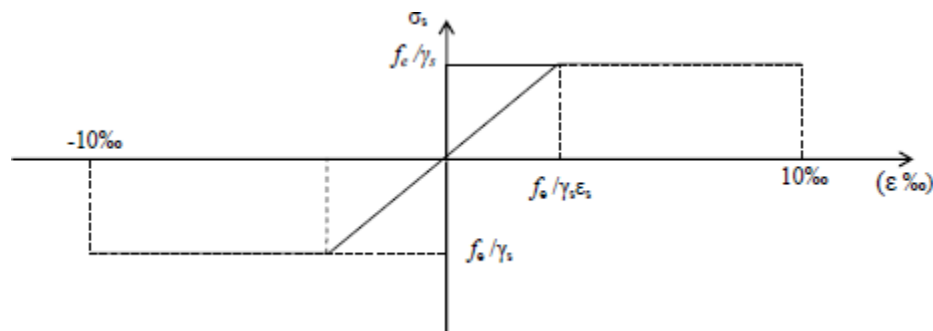


Figure I.10: Diagramme contrainte de déformation de l'acier

Contrainte ultime à l'état limite de service :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 0,8 \zeta_s = 0,8 \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

η : Coefficient de fissuration, avec :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL) ;

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

L'allongement : $\varepsilon_s = \sigma_s / E_s$

L'allongement (ou le raccourcissement) est limité à 10 ‰

Poids volumique = 78,5 KN /m³

I.5.3. Les règlements utilisés :

Les calculs effectués et les dispositions constructives adoptées dans le cadre de ce projet sont conformes aux règles de calculs et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie.

- Le C.B.A 93 ;
- D.T.R-B.C.2.48 : « Règles Parasismique Algériennes 2024 » ;
- DTR-B.C.2.2 : « Charges permanentes et d'exploitation » ;
- BAEL 91 : Béton armé aux états limites.

I.5.4. Combinaison de charge :

Les combinaisons de charges prisent en compte dans les calculs sont celle donnée par le CBA 93 et le RPA 2024 soit :

- $1.35G + 1.5 Q$,
 - $G + Q$
 - $G + \psi. Q + E_1$
 - $G + \psi. Q + E_2$
- $$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

G : la charge Permanente.

Q : la charge d'exploitation.

E : effort sismique.

CHAPITRE II :
PREDEMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

Chapitre II : PREDEMENTIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA 2024**, le **BAEL 91** et le **CBA 93**.

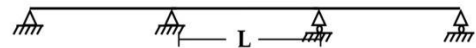
II.2. Pré-dimensionnement des Poutres :

Les poutres sont des éléments qui assurent une transmission horizontale des charges qui lui sont appliquées à des éléments porteur vertical. Dans cette fonction, elle est soumise à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

Le prédimensionnement des poutres s'effectue selon **CBA 93**, et sera vérifiée par le **RPA2024**.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10};$$

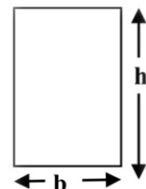
$$0.3h \leq b \leq 0.7h.$$



L : la plus grande portée des poutres.

Tout en respectant les conditions du **RPA 2024** (article 7.5.1) relative au coffrage des poutres à savoir :

$$\begin{cases} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$



II.2.a. Poutres principales (porteuses) :

$$L_{\max} = (415-30)\text{cm} = 385 \text{ cm.}$$

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \Rightarrow 25,67\text{cm} \leq h \leq 38,5\text{cm}$$

On prend **h= 40cm**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend **b= 30cm**

Vérification au RPA (Article 7.5.1) :

Selon de (RPA99) pour la zone VI :

- $h = 40\text{cm} \Rightarrow h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $b = 30\text{cm} \Rightarrow b \geq 25\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \Rightarrow \text{C.V}$

Vérification de la rigidité : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{385} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,103 \geq 0,0625 \quad \text{C.V}$

II.2.b. Poutres secondaires :

$$L_{\max} = (385-30) = 355 \text{ cm.}$$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23,67\text{cm} \leq h \leq 35,5\text{cm}$$

On prend **h= 35cm**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

On prend **b= 30cm**

Vérification au RPA (Article 7.5.1) :

Selon de (RPA99) pour la zone VI :

- $h = 35\text{cm} \Rightarrow h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $b = 30\text{cm} \Rightarrow b \geq 25\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \Rightarrow \text{C.V}$

Vérification de la rigidité : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{355} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,098 \geq 0,0625 \quad \text{C.V}$

Conclusion :

Les sections retenues sont :

- Poutres principales $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

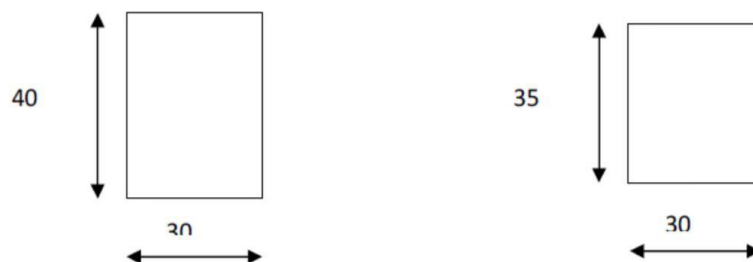


Figure II.1: Section des poutres

II.3. Pré-dimensionnement des planchers :

L'ouvrage étudié comporte des planchers à corps creux pour les étages courants, et de type dalles pleines pour les balcons.

II.3.1. Plancher à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de limitation de la flèche (B.6.8.4.2.4/CBA 93).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

L : Portée maximale entre nus d'appuis ;

h_t : Hauteur totale du plancher (hauteur corps creux + table de compression) = hauteur poutrelle.

$$L = \min \{L_{\max} (\text{sens } x) ; L_{\max} (\text{sens } y)\}$$

$$\text{Donc : } L = \min\{355\text{cm} ; 385\text{cm}\} = 355 - 30 \Rightarrow L = 325\text{cm}$$

D'où :

$$h_t \geq \frac{325}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 14,44\text{cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de 21cm :

$$(16+5) \text{ cm} \begin{cases} 16\text{cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 5\text{cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

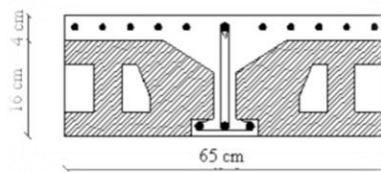


Figure II.2: Coupe plancher corps creux

II.3.2. Dimensionnement des poutrelles :

On a : $h_t = 20\text{cm}$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h$$

$$b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$$

On prend : $b_0 = 12\text{cm}$

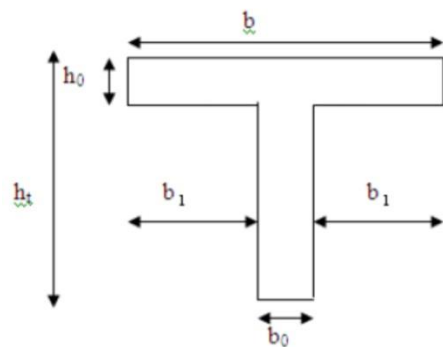
$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10}\right) ; \text{ avec } L_x = 53\text{cm} \quad \text{et} \quad L_y = 315\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min(26,5 ; 31,5)$$

On prend : $b_1 = 26.5\text{cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12$$

Donc : $b = 65\text{cm}$



II.3.3. Dalle pleine : (Balcon)

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Donc le calcul se fait selon la formule suivante : $e \geq \frac{l_0}{10}$

Dans notre cas on a la portée libre $l_0 = 1.50m$

$$e \geq \frac{150}{10} \rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

On opte pour : $e = 15 \text{ cm}$.

II.4. Pré-dimensionnement des voiles :

D'après l'article 7.7.1 du RPA2024, les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq (15\text{cm}; h_e/20) \\ L \geq \max(4e; \frac{h_e}{3}; 1m) \end{cases}$$

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Pour RDC : $h_e = 4.08 - 0.40 = 3.68m$

$$e \geq \frac{3.68}{20} = 0.184m \Rightarrow e \geq 20\text{cm}$$

Pour les autres étages : $h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66m$

$$e \geq \frac{2.66}{20} = 0.133m \Rightarrow e \geq 15\text{cm}$$

Pour des raisons de mise en œuvre, on adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e = 20\text{cm}$.

Vérification de la longueur :

$$L_{\min} \geq 4a \rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

Donc : on prend $L_{\min} = 80 \text{ cm}$

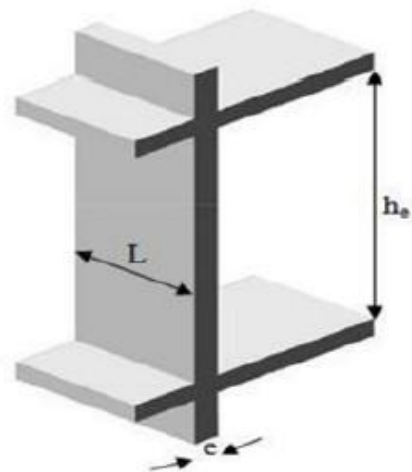


Figure II.3: Coupe de voiles en élévation

II.5. Prédimensionnement des poteaux :

II.5.1. Introduction :

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leurs dimensions satisfaire les conditions données Selon **RPA2024** (art 7.4)

II.5.2. Evaluation des charges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, selon le **DTR B.C.2.2**. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

II.5.2.a. Les charges permanentes :

Plancher terrasse (inaccessible) :

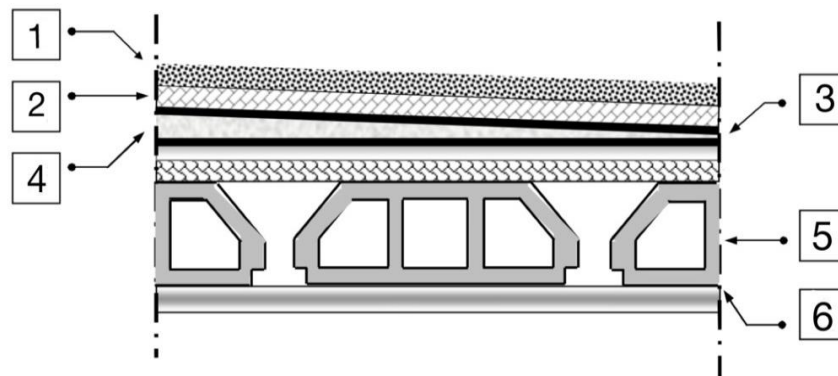
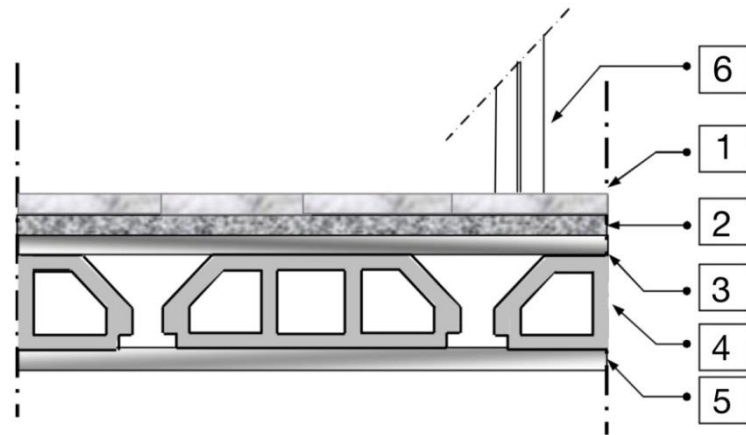


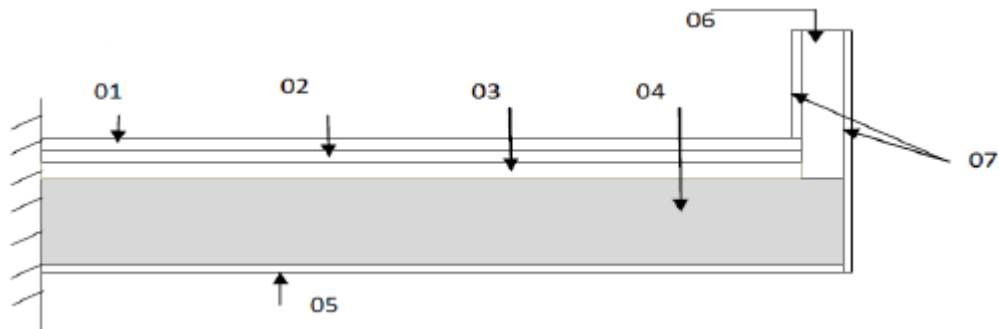
Figure III.4: Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II.1: Compositions de la terrasse (inaccessible)

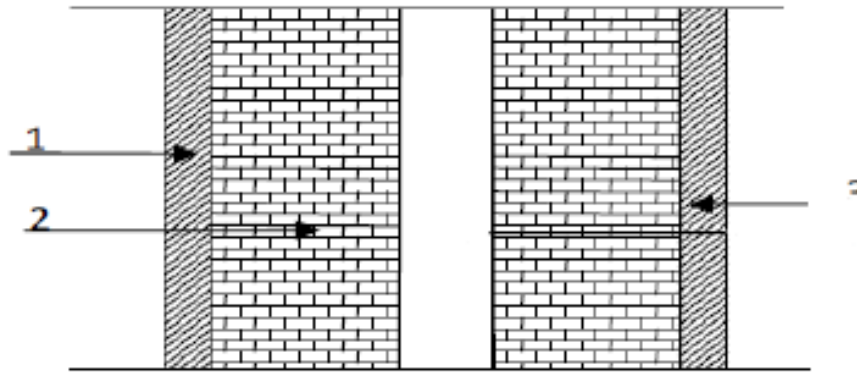
N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Protection en gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	4	0,16
4	Béton en forme de pente	0,1	22	2,2
5	Dalle en corps creux (16+5)	-	-	3,1
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente				G_{P.T}=6,63
Charge d'exploitation				Q_{P.T}= 1

Plancher étage courant :**Figure II.5:** Plancher étage courant**Tableau II.2:** Compositions de plancher courant

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	19	0,38
4	Dalle en corps creux (16+5)	-	-	3,1
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation interne	-	-	1
Charge permanente				G_{p.c}=5,48
Charge d'exploitation				Q_{p.c}=1,5

Dalle pleine :**Figure II.6:** Dalle pleine**Tableau II.3:** Compositions de la dalle pleine

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	10	0,02	0,20
3	Couche de sable	18	0,03	0,54
4	Dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Enduit en ciment	10	0,02	0,20
6	Cloisons de séparation interne	9	0,10	0,90
7	Enduit en ciment	10	2×0,02	2×0,2
Charge permanente				G=6,43

Maçonnerie :**Figure II.7:** Mur extérieur**Tableau II.4:** Composition du mur

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	10	0,02	0,2
2	Brique creuse	9	2×0,1	2×0,9
3	Enduit en plâtre	5	0,02	0,1
Charge permanente				G =2,10

II.5.2.b. Les charge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible $\Rightarrow Q= 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation $\Rightarrow Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage commerce $\Rightarrow Q= 5 \text{ KN/m}^2$
- Balcons $\Rightarrow Q= 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère $\Rightarrow Q= 1 \text{ KN/m}^2$
- Escalier $\Rightarrow Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$

Acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse accessible délimitée par un acrotère.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à **1kN/ml** due à la main courante.

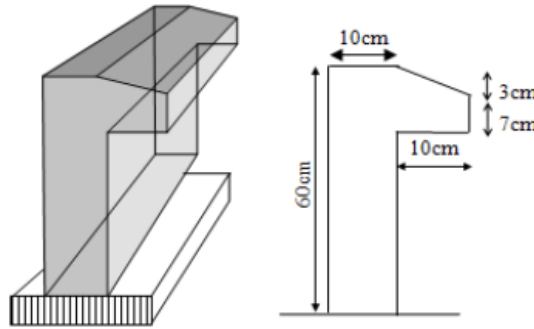


Figure II.8: Schéma d'acrotère

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \frac{0,03 \times 0,1}{2}$$

$$S = \mathbf{0,0685m^2}$$

$$G = \gamma \times S = 0,0685 \times 25$$

$$G = 1,713 \text{ KN/m}$$

Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10 \times 2) \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G_{ac} = 2,105 \text{ kN/ml}}$$

Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle principal est de transmettre les charges permanentes et surcharge aux fondations. Les poteaux sont dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Le calcul est basé sur la descente de charge calculée à l'état ultime
Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent satisfaire :

- Le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.
- La condition du RPA2024 : $\min ; (a, b) \geq 30 \text{ cm}$ en zone VI.

Selon le CBA 93 (l'article B.8.4.1) :

La section du poteau sera déterminée selon l'effort centré maximal de compression par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

Br : Section du poteau (en cm²).

A : Section d'acier. (A= 0 cas le plus défavorable),

fc28 : Résistance à la compression de béton.

fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé .

γ_b : 1,5 (Cas durable).

γ_s : 1,2 (Cas accidentel).

α : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si} \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \end{array} \right. \quad \text{si} \quad 50 < \lambda < 70$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.

Selon l'article B.8.4.1 de CBA 93 on a :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708.$$

On suppose que $A=0$ (cas le plus défavorable) :

$$N_u \leq \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$$

D'où :

$$B_r \geq \frac{0.9 \times \gamma_b}{\alpha \times f_{c28}} \times N_u$$

$$B_r \geq 0,0635 \times N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

Pour une section carrée : $B_r = (a - 0.02)^2$

$$\text{D'où : } a = b = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)}$$

Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

N_s : effort normal de compression à la base du poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{18 \text{ MPa.}}$$

II.5.3. Loi de dégression des charges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées tenant compte de la loi de dégression, Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + ((3+n)/2n) Q$

Tableau II.5: Loi de dégression

Niveau	Surcharge	$\sum Q_i$ [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	$\sum Q$ cumulé [KN/m ²]
9	Q_0	Q_0	1	1
8	Q_1	Q_0+Q_1	1.5	2.5
7	Q_2	$Q_0+0,95 (Q_1+Q_2)$	1.5	3.85
6	Q_3	$Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	1.5	5.05
5	Q_4	$Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	1.5	6.1
4	Q_5	$Q_0+0,80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	1.5	7
3	Q_6	$Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	1.5	7.75
2	Q_7	$Q_0+0,714 (Q_1+\dots\dots\dots +Q_7)$	1.5	8.5
1	Q_8	$Q_0+0,688 (Q_1+\dots\dots\dots +Q_8)$	5	11.664
RDC	Q_9	$Q_0+0,667 (Q_1+\dots\dots\dots +Q_9)$	5	14.674
Sous-sol	Q_{10}	$Q_0+0,65 (Q_1+\dots\dots\dots + Q_{10})$	2.5	15.95

II.5.4. Descente des charges :

Nous avons trois types de poteaux on prend le poteau le plus sollicité pour chaque type :

a. Poteau central :

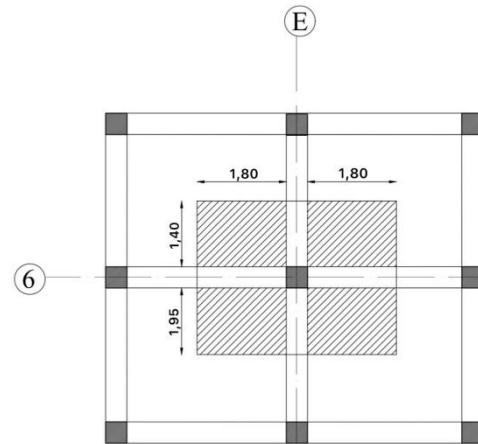
Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau

Le poteau le plus sollicité : (E-6)

$$S = \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}\right) \times \left(\frac{L_3}{2} + \frac{L_4}{2}\right)$$

$$S = (1,8 + 1,8) \times (1,4 + 1,95)$$

$$S = 12,06\text{m}^2$$

• Terrasse inaccessible (9^{ème} étage) :

$$G_{\text{terrasse}} = G_{P.T} + G_{\text{poutres}} + G_{\text{poteau}}$$

$$\text{Plancher terrasse : } G_{P.T} = 12,06 \times 6,63 = 79,96 \text{ kN.}$$

Figure II.9: Surface reprise par le poteau central

$$\text{Poutre principale : } G_{PP} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 3,85 = 11,55 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{PS} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,35 = 8,8 \text{ kN.}$$

$$\text{Poids du poteau : } G_{\text{poteau}} = 25 \times (3,06 - 0,4) \times (0,3)^2 = 5,99 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{terrasse}} = 106,3 \text{ kN.}$$

• Etage courant (du 8^{ème} jusqu'au 1^{er} étage et s-sol) :

$$G_{\text{étages}} = G_{P.C} + G_{\text{poutres}} + G_{\text{poteau}}$$

$$\text{Plancher courant : } G_{P.C} = 12,06 \times 5,48 = 66,08 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre principale : } G_{PP} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 3,85 = 11,55 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{PS} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,35 = 8,8 \text{ kN.}$$

$$\text{Poids du poteau : } G_{\text{poteau}} = 25 \times (3,06 - 0,4) \times (0,3)^2 = 5,99 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{étages}} = 92,42 \text{ kN.}$$

• RDC :

$$G_{\text{RDC}} = G_{P.C} + G_{\text{poutres}} + G_{\text{poteau}}$$

$$\text{Plancher courant : } G_{P.C} = 12,06 \times 5,23 = 66,08 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre principale : } G_{PP} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 3,85 = 11,55 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{PS} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,35 = 8,8 \text{ kN.}$$

$$\text{Poids du poteau : } G_{\text{poteau}} = 25 \times (4,08 - 0,4) \times (0,3)^2 = 8,28 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{RDC}} = 94,71 \text{ kN.}$$

Tableau II.6: Calcul des poteaux centraux

Niveau	$N_G(kN)$	$N_Q(kN)$	$N_u(kN)$	$B_r(cm^2)$	b (cm)	Min (RPA)	Le choix
9	106.3	12.06	161.6	102.61	12.13	30x30	30x30
8	198.72	30.15	313.5	199.07	16.1	30x30	30x30
7	291.14	46.431	462.7	293.81	19.12	30x30	30x30
6	383.56	60.903	609.16	386.81	21.67	30x30	30x30
5	475.98	73.57	752.928	478.10	23.87	30x30	30x30
4	568.4	84.42	893.97	567.67	25.83	30x30	30x30
3	660.82	93.47	1032.312	655.51	27.61	30x30	30x30
2	753.24	102.51	1170.64	743.35	29.26	30x30	35x35
1	845.66	140.67	1352.65	858.93	31.31	30x30	35x35
RDC	940.37	176.97	1534.95	974.7	33.22	30x30	40x40
Sous-sol	1032.79	192.36	1682.81	1068.58	34.69	30x30	40x40

Vérification de $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}$:

Tableau II.7: Vérification des poteaux centraux

Niveau	$N_{ser}=G_c+Q_c$	$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}$		Observation
		S (cm ²)	$\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}$	
9	118.36	30x30	65.75	Vérifiée
8	228.87	30x30	127.15	Vérifiée
7	337.571	30x30	187.53	Vérifiée
6	444.463	30x30	246.9	Vérifiée
5	549.55	30x30	305.30	Vérifiée
4	652.82	30x30	362.67	Vérifiée
3	754.29	30x30	419.05	Vérifiée
2	855.5	35x35	475.27	Vérifiée
1	986.33	35x35	547.96	Vérifiée
RDC	1117.34	40x40	620.74	Vérifiée
Sous-sol	1225.15	40x40	680.63	Vérifiée

b. Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité : (E-2)

$$S = \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right) \times \frac{L_3}{2} + L_4$$

$$S = (1,8 + 1,8) \times 1,65$$

$$S = 5,94\text{m}^2$$

$$S_{\text{balcon}} = (1,8 + 1,8) \times 1,5$$

$$S_{\text{balcon}} = 5,4\text{m}^2$$

- Terrasse inaccessible (9^{ème} étage) :**

$$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{P.T}} + G_{\text{poutres}} + G_{\text{poteau}} + G_{\text{acrotère}} + G_{\text{balcon}}$$

$$\text{Plancher terrasse : } G_{\text{P.T}} = 5,94 \times 6,63 = 39,38 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre principale : } G_{\text{PP}} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 3,85 = 11,55 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{\text{PS}} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,65 = 4,33 \text{ kN.}$$

$$\text{Poids du poteau : } G_{\text{poteau}} = 25 \times (3,06 - 0,4) \times (0,3)^2 = 5,99 \text{ kN.}$$

$$\text{Acrotère : } G_{\text{acrotère}} = 2,105 \times 3,85 = 8,104 \text{ kN.}$$

$$\text{Balcon : } G_{\text{balcon}} = 6,43 \times 5,4 = 34,72 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{terrasse}} = 104,57 \text{ kN.}$$

- Etage courant (du 8^{ème} jusqu'au 1^{er} étage et s-sol) :**

$$G_{\text{étages}} = G_{\text{P.C}} + G_{\text{poutres}} + G_{\text{poteau}} + G_{\text{balcon}}$$

$$\text{Plancher courant : } G_{\text{P.C}} = 5,94 \times 5,48 = 32,57 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre principale : } G_{\text{PP}} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 3,85 = 11,55 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{\text{PS}} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,65 = 4,33 \text{ kN.}$$

$$\text{Poids du poteau : } G_{\text{poteau}} = 25 \times (3,06 - 0,4) \times (0,3)^2 = 5,99 \text{ kN.}$$

$$\text{Balcon : } G_{\text{balcon}} = 6,43 \times 5,4 = 34,72 \text{ kN}$$

$$G_{\text{étages}} = 89,14 \text{ kN.}$$

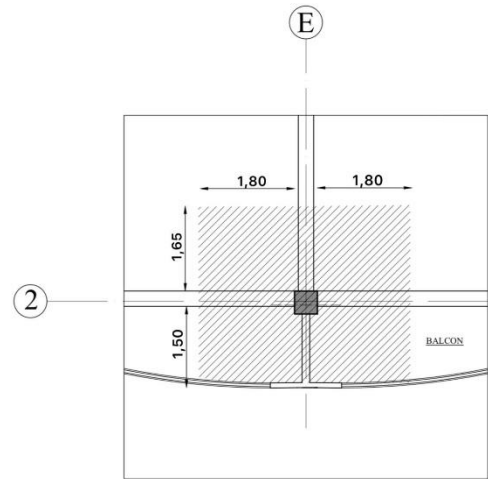


Figure II.10: Surface reprise par le poteau de rive

- **RDC :**

$$G_{RDC} = G_{P.C} + G_{poutres} + G_{poteau} + G_{balcon}$$

$$\text{Plancher courant : } G_{P.C} = 5,94 \times 5,48 = 32.57 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre principale : } G_{PP} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 3,85 = 11.55 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{PS} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,65 = 4.33 \text{ kN.}$$

$$\text{Poids du poteau : } G_{poteau} = 25 \times (4,08 - 0,4) \times (0,3)^2 = 8,28 \text{ kN.}$$

$$\text{Balcon : } G_{balcon} = 6,43 \times 5,4 = 34,72 \text{ kN}$$

$$G_{RDC} = \mathbf{91.45 \text{ kN.}}$$

Tableau II.8: Calcul des poteaux de rive

Niveau	$N_G(kN)$	$N_Q(kN)$	$N_u(kN)$	$B_r(cm^2)$	b (cm)	Min (RPA)	Le choix
9	104.57	11.34	156.93	99.65	11.98	30x30	30x30
8	187.66	28.35	295.86	187.87	15.7	30x30	30x30
7	271.67	43.66	432.24	274.47	18.56	30x30	30x30
6	355.68	57.27	566.073	359.45	20.95	30x30	30x30
5	439.69	69.174	697.34	442.81	23.04	30x30	30x30
4	523.7	79.38	826.05	524.54	24.9	30x30	30x30
3	607.71	87.885	952.236	604.66	26.59	30x30	30x30
2	691.72	96.39	1078.407	684.78	28.17	30x30	30x30
1	775.73	132.27	1245.64	790.98	30.12	30x30	35x35
RDC	862.03	166.403	1413.345	897.47	31.96	30x30	35x35
Sous-sol	946.04	180.873	1548.46	983.27	33.36	30x30	35x35

Vérification de $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}$:

Tableau II.9: Vérification de poteau de rive

Niveau	$N_{ser}=G_c+Q_c$	$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}$		Observation
		$S \text{ (cm}^2\text{)}$	$\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}$	
9	114.99	30x30	63.88	Vérifiée
8	216.01	30x30	120	Vérifiée
7	315.33	30x30	175.18	Vérifiée
6	412.95	30x30	229.41	Vérifiée
5	508.86	30x30	282.7	Vérifiée
4	585.61	30x30	325.34	Vérifiée
3	695.6	30x30	386.4	Vérifiée
2	788.11	30x30	437.84	Vérifiée
1	908	35x35	504.4	Vérifiée
RDC	1028.43	35x35	571.35	Vérifiée
Sous-sol	1126.91	35x35	626.06	Vérifiée

c. Poteau d'angle :

Le poteau le plus sollicité : (A-2)

$$S = \frac{L_1}{2} \times \left(\frac{L_2}{2} + L_3 \right)$$

$$S = 1,4 \times (1,4 + 1,4)$$

$$S = 3.92\text{m}^2$$

• Terrasse inaccessible (9^{ème} étage) :

$$G_{\text{terrasse}} = G_{P.T} + G_{\text{poutres}} + G_{\text{poteau}} + G_{\text{acrotère}}$$

$$\text{Plancher terrasse : } G_{P.T} = 3,92 \times 6,63 = 25.99 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre principale : } G_{PP} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 1,7 = 5.1 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{PS} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,4 = 3.675 \text{ kN.}$$

$$\text{Poids du poteau : } G_{\text{poteau}} = 25 \times (3,06 - 0,4) \times (0,3)^2 = 5.99 \text{ kN.}$$

$$\text{Acrotère : } G_{\text{acrotère}} = 2,105 \times 4,65 = 9.79 \text{ kN}$$

$$G_{\text{terrasse}} = 50.55 \text{ kN.}$$

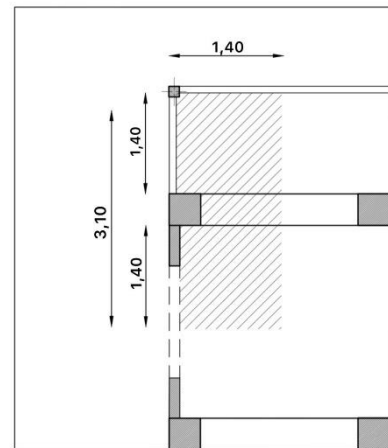


Figure II.11: Surface reprise par le poteau d'angle

- **Etage courant** (du 8^{ème} jusqu'au 1^{er} étage et s-sol) :

$$G_{\text{étages}} = G_{P.C} + G_{\text{poutres}} + G_{\text{poteau}}$$

$$\text{Plancher courant : } G_{P.C} = 3,92 \times 5,48 = 21.5 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre principale : } G_{PP} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 1,7 = 5.1 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{PS} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,4 = 3.675 \text{ kN.}$$

$$\text{Poids du poteau : } G_{\text{poteau}} = 25 \times (3,06 - 0,4) \times (0,3)^2 = 5,99 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{étages}} = 36.27 \text{ kN.}$$

- **RDC :**

$$G_{\text{étages}} = G_{P.C} + G_{\text{poutres}} + G_{\text{poteau}}$$

$$\text{Plancher courant : } G_{P.C} = 3,92 \times 5,48 = 21.5 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre principale : } G_{PP} = 0,30 \times 0,4 \times 25 \times 1,7 = 5.1 \text{ kN.}$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{PS} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,4 = 3.675 \text{ kN.}$$

$$\text{Poids du poteau : } G_{\text{poteau}} = 25 \times (4,08 - 0,4) \times (0,3)^2 = 8,28 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{RDC}} = 38.555 \text{ kN.}$$

Tableau II.10: Calcul des poteaux d'angles

Niveau	$N_G(kN)$	$N_Q(kN)$	$N_u(kN)$	$B_r(cm^2)$	b (cm)	Min (RPA)	Le choix
9	50.55	3.92	71.66	45.5	8.75	30x30	30x30
8	84.99	9.8	129.44	82.19	11.06	30x30	30x30
7	121.265	15.09	186.34	118.32	12.88	30x30	30x30
6	157.53	19.8	242.37	153.9	14.4	30x30	30x30
5	193.8	23.912	297.5	188.91	15.75	30x30	30x30
4	230.07	27.44	351.75	223.336	16.9	30x30	30x30
3	266.345	30.38	405.14	257.26	18.04	30x30	30x30
2	302.61	33.32	458.50	291.14	19.06	30x30	30x30
1	338.88	45.72	526.07	334.05	20.27	30x30	30x30
RDC	377.44	57.52	595.82	378.35	21.45	30x30	30x30
Sous-sol	413.71	62.52	652.29	414.20	22.35	30x30	30x30

Vérification de $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}$:

Tableau II.11: Vérification des poteaux d'angles

Niveau	$N_{ser}=G_c+Q_c$	$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}$		Observation
		S (cm ²)	$\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}$	
9	52.645	30x30	29.25	Vérifiée
8	94.79	30x30	52.66	Vérifiée
7	136.35	30x30	75.75	Vérifiée
6	177.33	30x30	98.52	Vérifiée
5	217.712	30x30	120.95	Vérifiée
4	257.51	30x30	143.06	Vérifiée
3	296.725	30x30	164.48	Vérifiée
2	335.93	30x30	186.62	Vérifiée
1	384.16	30x30	213.42	Vérifiée
RDC	434.96	30x30	241.64	Vérifiée
Sous-sol	476.23	30x30	264.6	Vérifiée

II.5.5. Conclusion :

Vue que le poteau central est le plus sollicité, On opte le choix suivant :

Tableau II.12: Choix final des poteaux

Niveaux	Section adopte (cm ²)
3 ^{eme} ,4 ^{eme} ,5 ^{eme} ,6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme}	(30x30)
1 ^{er} et 2 ^{eme}	(35x35)
RDC et Sous-sol	(40x40)

Vérification relative aux coffrages : (RPA 2024 / Art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone VI doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } h_e: \text{ la hauteur libre du poteau.}$$

Exemple de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min (b, h)} = 40 \geq \frac{3.68}{20} = 18.4 \text{ cm} \\ 1/4 \leq 40/40 \leq 4 \end{array} \right.$$

Niveau	Min (b ;h)	b / h	H _e / 20	Observation
3 ^{eme} à 9 ^{eme}	30	1	13.3	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme}	35	1	13.3	Vérifiée
RDC et s-sol	40	1	18.8	Vérifiée

Vérification au flambement :

Lorsqu'un poteau élancé est soumis à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7l_0$).

$L_0 = h_e$: Longueur libre du poteau.

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

I : Moment d'inertie du poteau ($I = b \times h^3 / 12$) tel que $b = h$.

B : Section transversale du poteau ($B = b \times h$).

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} \Rightarrow \lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}}$$

Niveau	a	B	l_f	λ	Observation
3 ^{eme} à 9 ^{eme}	30	30	186.2	21.5	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme}	35	35	186.2	18.43	Vérifiée
RDC et s-sol	40	40	257.6	16.13	Vérifiée

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du RPA et du flambement.

les dimensions des poteaux sont les suivantes :

- Sous-sol et RDC : **(40 × 40) cm²**
- 1^{er} et 2^{eme} étage : **(35 × 35) cm²**
- 3^{eme} et 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme} et 9^{eme} étage : **(30 × 30) cm²**

CHAPITRE III :
LES ELEMENTS SECONDAIRES

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction :

Dans le domaine du génie civil, le calcul des éléments secondaires représente une étape cruciale dans la conception des structures, assurant leur stabilité, leur sécurité et leur durabilité. Ces éléments, bien que souvent moins visibles, jouent un rôle fondamental dans le transfert des charges et le maintien de l'intégrité de l'ouvrage.

III.2. ACROTERE :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner la terrasse du bâtiment, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

III.2.1. METHODE DE CALCUL :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet de :

- La surcharge « Q » horizontale due à la poussée de la main courante appliqué à l'extrémité supérieure. égale à **1KN/ml**
- Un effort normal « N » appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre « G ».

NOTE : Le calcul se fera en flexion composée, pour une bande d'un mètre linéaire.

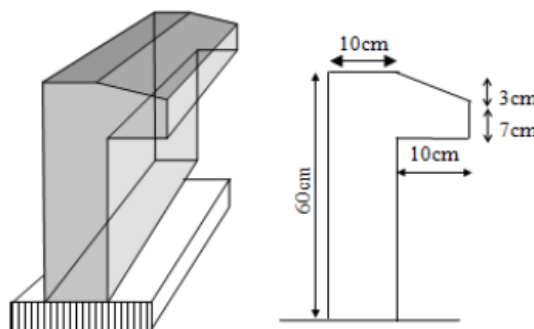


Figure III.1: Dimension de l'acrotère

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \frac{0,03 \times 0,1}{2}$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = \gamma \times S = 0,0685 \times 25$$

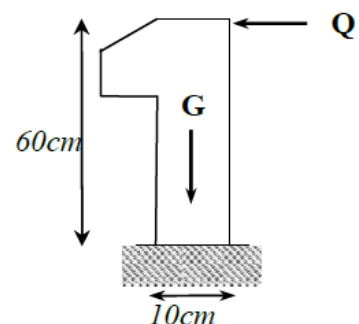
$$G = 1,713 \text{ KN/m}$$

Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10 \times 2) \cdot 10^{-2}$$

$$G = 0,392 \text{ kN/ml}$$

$$G_{ac} = 2,105 \text{ kN/ml}$$



Charge permanente : G acrotère = 2.105 kN/ml

Charge d'exploitation : Q acrotère = 1 kN/ml

III.2.2. Calcul de sollicitation :

ELU :

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 2.105 = 2.84 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

ELS :

$$N_s = G = 2.105 = 2.105 \text{ kN}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

$$T_s = Q = 1 = 1 \text{ kN}$$

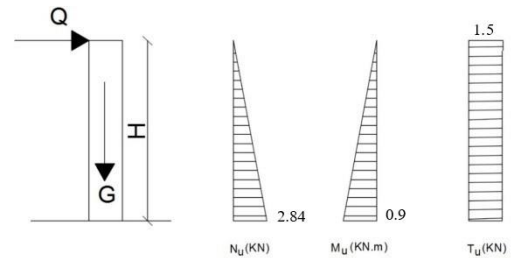


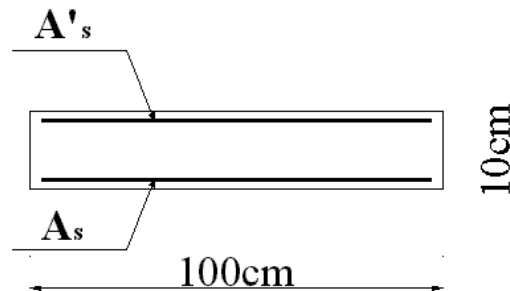
Figure III.2: Les sollicitations d'acrotère

Tableau III.1: Les efforts à l'ELU et l'ELS

	N [kN]	M [kN.m]	T [kN]
ELU	2,84	0,9	1,5
ELS	2,105	0,6	1

III.2.3. CALCUL DE FERRAILLAGE :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$



Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,84} = 31,69\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c'$$

On calcule ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bu}} = \frac{2,84 \cdot 10^3}{1 \times 0,1 \times 17 \cdot 10^6} = 1,67 \cdot 10^{-3} < 0,81$$

$\xi = f(\psi_1) \Rightarrow$ D'après le tableau, on trouve : $\xi = 0,16661137114$.

$$e_{nc} = \xi \times b = 0,167 \times 10 = 1,67 \text{ cm.}$$

$e_o > e_{nc} \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et l'état limite ultime n'est pas atteint.

Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,98 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{0,9 \cdot 10^6}{1000 \cdot 80^2 \cdot 17} = 0,0083$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0104$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 79,67 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 28,28 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A'_s = 0$$

$$\bullet A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 21,75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A'_s = 0 \text{ cm}^2 \\ A_s = 0,22 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.4. Vérifications :**Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifié 99 » : [1]**

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1\text{cm}^2; 1,142\text{cm}^2 \right\} = 1,142\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $5HA8=2,51\text{cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartitions :

$$\frac{A_s}{2} \geq A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 0,628 \geq A_r \geq 1,26\text{cm}^2$$

On choisit $4T6=1,13\text{cm}^2$.

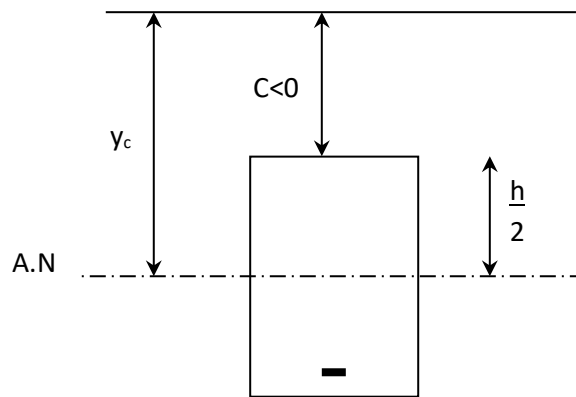
$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} = 18,33\text{cm}$$

Donc, on prend $S_t=18\text{cm}$

Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 28,50\text{cm}$$

Position de l'axe neutre :**Figure III.3 :** Position de l'axe neutre

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 31\text{cm} \Rightarrow C = -23,00\text{cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3.c^2 - 90.(c - d').\frac{A'_s}{b} + 90.(d - c).\frac{A_s}{b}$$

$$q = -2.c^3 - 90.(c - d').\frac{A'_s}{b} - 90.(d - c)^2.\frac{A_s}{b}$$

$$\text{Avec : } A'_s = 1,13, A_s = 2,51$$

$$p = -1492,53$$

$$q = 24239,53$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = 94809307,5$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -1 \Rightarrow \varphi = 180^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 44,60$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -44,60 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 22,30 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 22,30 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 22,30 \text{ cm}$

$$\text{Car : } y_{ser} = y_c + c$$

$$0 < y_{ser} < d$$

$$0 < y_{ser} = 22,3 - 23 = 0,7 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 0,70 \text{ cm} \\ y_c = 18,25 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 2628 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,105 \cdot 10^3 \times 22,3 \cdot 10}{2628 \cdot 10^4} \right) \times 7 = 0,125 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 59,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification au séisme :

D'après RPA 2024, l'acrotère doit être vérifié sous la sollicitation suivante :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + \frac{3.h_z}{H}).W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone donné par l'RPA 2024 à partir du tableau pour la zone et le groupe d'usage. Zone IV $\Rightarrow A = 0,3$.

$$I = 1,00$$

$$S = 1,30$$

C_p : Facteur de force horizontale donné par l'RPA 2024 à partir du tableau $\Rightarrow C_p = 0,8$.

W_p : Poids de l'élément considéré $\Rightarrow W_p = 2,105 \text{ kN/ml}$.

H : Hauteur total du Bâtiment à partir de la base

h_z : Hauteur de l'élément à partir de la base

Pour notre cas $H = h_z$

$$F_p = (A.I.S).C_p.(1 + \frac{3.h_z}{H}).W_p$$

$$F_p = (0.30 \times 1.30 \times 1) \times 0.8 \times (1 + \frac{3 \times 35.28}{35.28}) 2,105 = 2,63 \text{ KN} > 1.5Q$$

$$F_p = 2,63 \text{ kN} > T_u = 1,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{Donc on prend : } T_u = 2,63 \text{ kN.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3,00\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,63.10^3}{1000.80} = 0,033\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

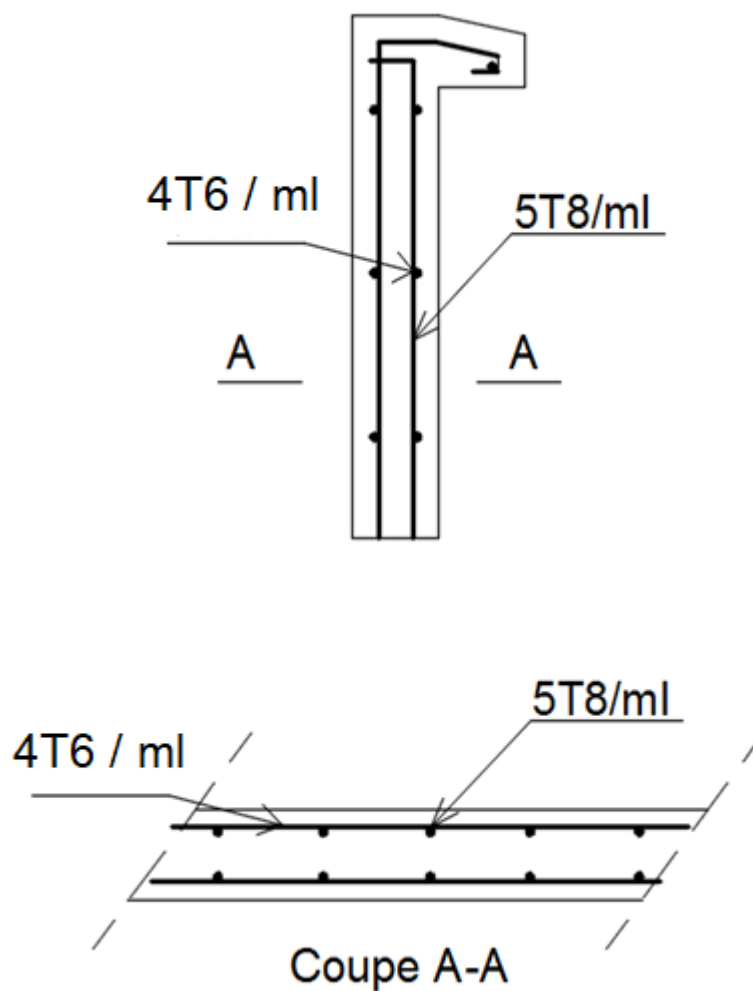
III.2.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE :

Figure III.4: Ferrailage de l'acrotère

III.3. Escalier :

III.3.1. Introduction :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier est constitué d'une suite régulière de plans horizontaux consistant en des marches et paliers.

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

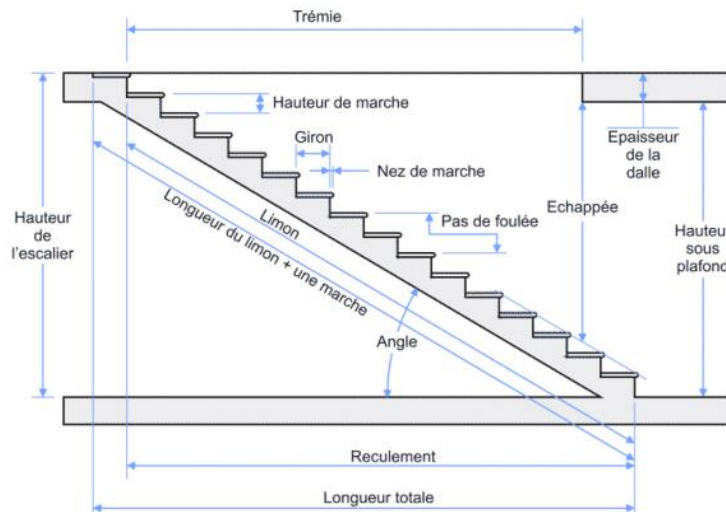


Figure III.5 : Coupe d'un escalier

- **Le limon** est la structure sur lequel s'appuie l'escalier.
- **La marche** est l'élément sur lequel on pose le pied.
- **La contremarche** est la partie verticale qui lie deux marches entre elles.
- **Le nez de marche** est l'extrémité supérieure de la marche, qui dépasse légèrement au-dessus de la contremarche.
- **Le giron** est la largeur ou la profondeur d'une marche d'escalier
- **La trémie** est l'espace qui permet d'accueillir l'escalier,
- **Le palier** est la plateforme entre l'escalier et les différentes pièces desservies sur un étage et le palier peut aussi être un palier de repos, intégré dans un escalier tournant par exemple.
- **L'échappée** est la hauteur entre le plafond et le nez de marche. Elle ne doit jamais être inférieure à 2 mètres.
- **La cage d'escalier** désigne l'ensemble de l'escalier.
- **La balustrade d'escalier** (ou garde-corps) est une barrière de sécurité qui longe l'escalier

III.3.3. Dimensionnement des éléments d'un escalier :

On utilise la formule de **BLONDEL** pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" :

$$60 \leq g + 2h \leq 64$$

On prend $g + 2h = 64$

Avec :

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

n : nombre de contres marches.

(n-1): Nombre de marches.

n: Nombre de contre marches.

g: Largeur de la marche (giron).

H: hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs.

L: Portée en plan de la volée.

h: hauteur de la marche.

D'après la formule de Blondel $2h + g = 64$, nous obtenons :

$$2 \left(\frac{H}{n} \right) + \left(\frac{L}{n-1} \right) = 64$$

$$2.H.(n-1) + n.L = 64.n.(n-1)$$

On aura une équation en deuxième degré sous la forme de :

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

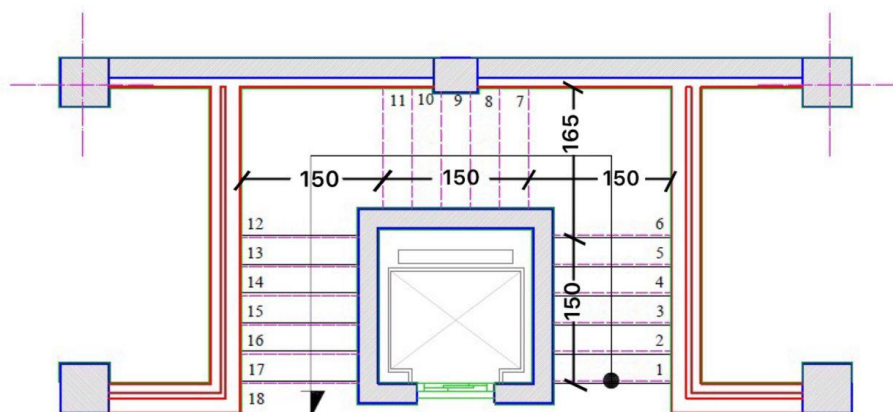


Figure III.6: Vue en plan escalier

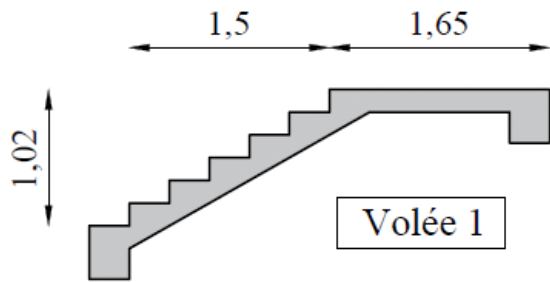


Figure III.7: Volée 1 et 3

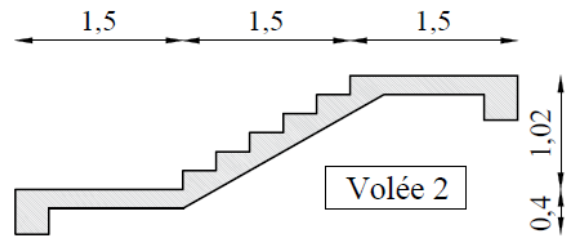


Figure III.8: Volée 2

D'où :

$$64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0 \Rightarrow n = 6$$

Nombre de marches : $n - 1 = 5$

Hauteur de la marche :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm}$$

Le giron :

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{150}{6 - 1} = 30 \text{ cm}$$

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

Vérification de la formule de blondel :

$$60 \leq g + 2h \leq 64 \Rightarrow 60 \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 64 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Formule de sécurité :

$$g + h \geq 46 \Rightarrow 30 + 17 \geq 46$$

Formule de commodité :

$$g - h = 12 \Rightarrow 30 - 17 = 13 ;$$

$$13 > 12 \Rightarrow \text{C. V}$$

L'inclinaison α :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34,22^\circ$$

Epaisseur de la paille et du palier :

$$\frac{L_{\text{total}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{total}}}{25}$$

$$L_{\text{total}} = 1.5 + \sqrt{(1.50)^2 + (1.02)^2} + 1.5 = 4.81 \text{ m.}$$

$$\frac{L_{\text{total}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{total}}}{25} \Rightarrow 16.03 \leq e_p \leq 19.24$$

On adopte : $e_p = 17 \text{ cm}$

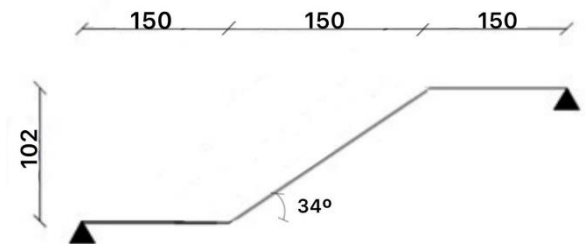


Figure III.9: Modélisation volée

III.3.4. Evaluation des charges :**Charges permanentes :****Le palier :**

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de palier de l'escalier :

Tableau III.2: évaluation de charge permanente du palier

	Désignations	Épaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids surfacique [KN/m ²]
1	Carrelage céramique	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle en béton arme	0,17	25	4.25
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				5.99

La charge permanente de palier **G = 5.99KN/m²**

La paillasse :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de paillasse de l'escalier :

Tableau III.3: évaluation de charge permanente du paillasse

	Désignations	Épaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids surfacique [KN/m ²]
1	Carrelage céramique	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Marche	0,17/2	25	1,87
5	Paillasse	0.17/cos α	25	5.14
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				8.75

La charge permanente de paillasse **G=8.75KN/m²**

Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation de tout l'escalier : **Q=2.5KN/m²**

Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : P_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{E.L.S} : P_{ser} = G + Q$$

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P _u (KN/m)	P _{ser} (KN/m)
Palier	5.99	2.5	11.84	8.49
Paillasse	8.75	2.5	15.30	11,25

Schéma statique :

ELU :

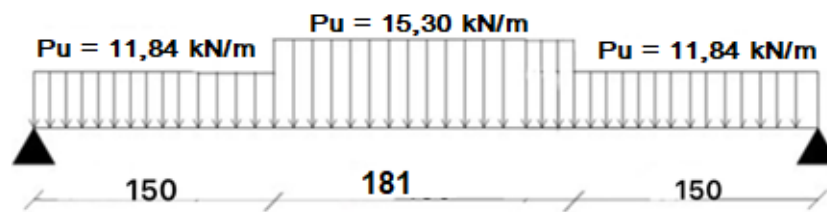


Figure III.10: Schéma statique ELU

Diagrammes des efforts (ELU) :

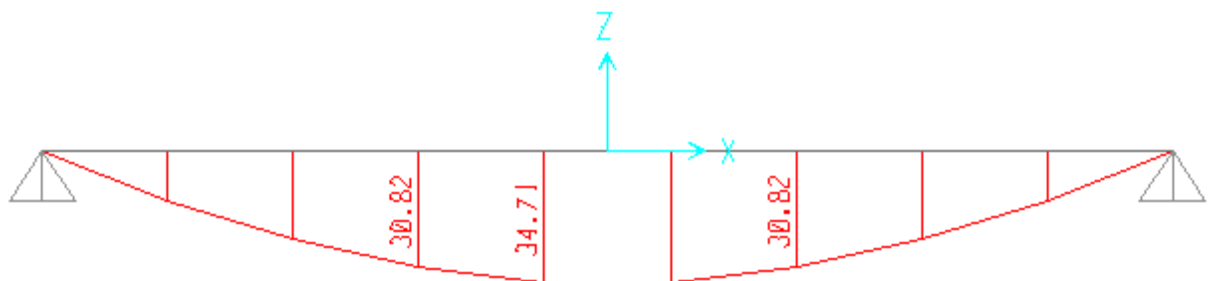


Figure III.11: Moment fléchissant ELU

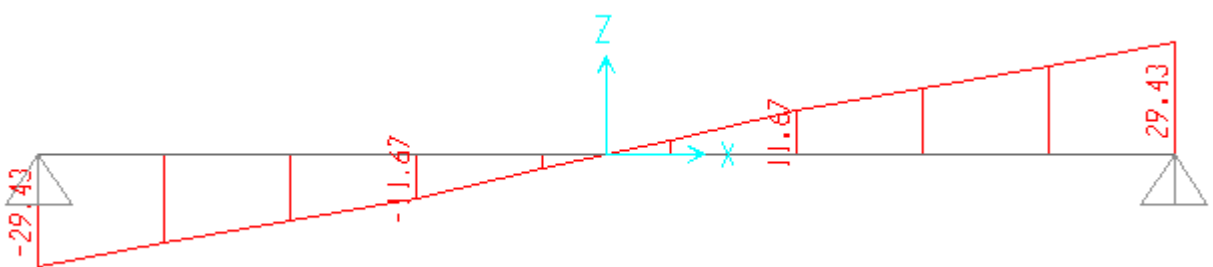


Figure III.12: Effort tranchant ELU

ELS :

Schéma statique

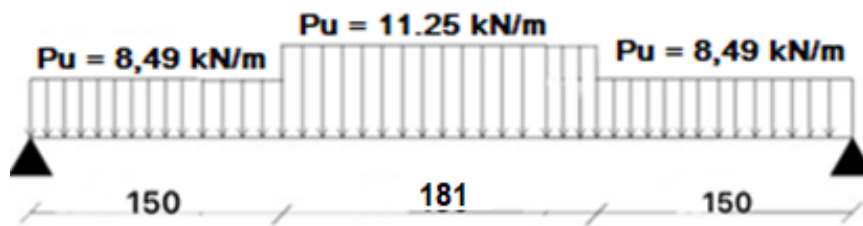


Figure III.13: Schéma statique ELS

Diagrammes des efforts (ELS) :

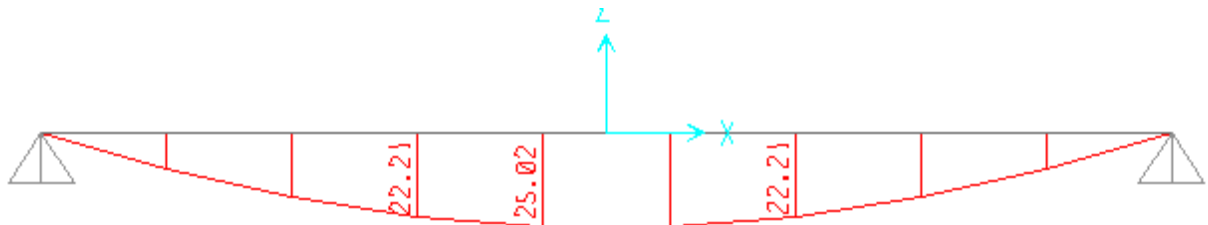


Figure III.14: Moment fléchissant ELS

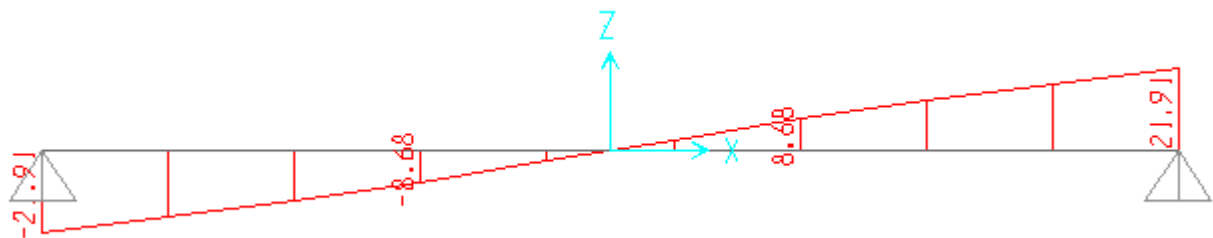


Figure III.15: Effort tranchant ELS

En tenant compte des encastrements partiel au niveau des appuis les efforts seront corrigés avec les coefficients suivants :

$$M_t = 0.85 M_{\max} \quad M_a = 0.5 M_{\max}$$

Tableau III.4: Récapitulation des résultats

	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	T [KN]
ELU	29.50	17.36	29.43
ELS	21.27	12.51	21.91

III.3.5. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b×h), tel que : b=100cm et h=17cm.

On a : $F_{c28}=30\text{MPa}$; $\gamma_b=1,5$; $\gamma_s=1,15$; $\sigma_s=435\text{MPa}$; f_{eE500} ; $d=0,9h=15,3\text{cm}$.

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b}$$

$$\mu_u < \mu_R \Rightarrow A's=0 \text{ (Armatures tendues seulement.)}$$

$$\alpha_u = [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] / 0,8$$

$$Z_u = d.(1 - 0,4 \cdot \alpha_u)$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Tableau III.5: Les résultats de la flexion simple

	Mu [KN.m]	μ	$\mu < \mu_R$	A's [cm²]	α	Z [mm]	A ^{cal} _{s/ml} [cm²]	choix	A ^{adp} _{s/ml} [cm²]
Travée	29.50	0.074	oui	0	0.096	147.10	4.61	5HA12	5,65
Appuis	17.36	0.044	oui	0	0.056	149.59	2.67	5HA10	3,93

Espacement :

En travée : $\text{esp} \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

$S_t = 20\text{cm} \leq \text{Min} [3h=51 ; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Sur appuis : $\text{esp} \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

On prend : $\text{esp} = 20\text{cm}$

$S_t = 20\text{cm} \leq \text{Min} [4h=68 ; 45\text{cm}] = 45\text{cm}.$

Armature de répartition :

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 2,82\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de **5HA8**= 2,51cm² avec $S_t = 20\text{cm}$.

Sur appuis : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,98\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 1,97\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de **4HA8**= 1,57cm² avec $S_t = 25\text{cm}$.

III.3.6. Vérifications :**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,88 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$

Sur appui : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$

Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{29,43 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,192 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,192 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Vérification des contraintes du béton :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec :

$n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=15.3\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.6: Vérification à l'ELS

	$M_{ser}(\text{KNm})$	A_s [cm ²]	A_s'	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [MPa]	σ [MPa]	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
Travée	21.27	5,65	2,51	4,16	19578	4,51	181,62	Vérifiée
Appui	12.51	3,93	1,57	3,61	13790	3,27	159,09	Vérifiée

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{481} = 0,035 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{4,81}{100 \times 15,3} = 0,00314 < 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,035 < \frac{1}{10} = 0,085 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,962 \text{ cm} \quad (L < 5 \text{ m})$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Résultats : Flèches			
		calculée	limite
flèche totale :	Δf_t	7,569 mm	9,62 mm
flèche due aux charges permanentes :	f_{gv}	12,687 mm	
flèche due aux charges totales :	f_{gq}	14,536 mm	

III.3.7. Schéma de ferrailage :

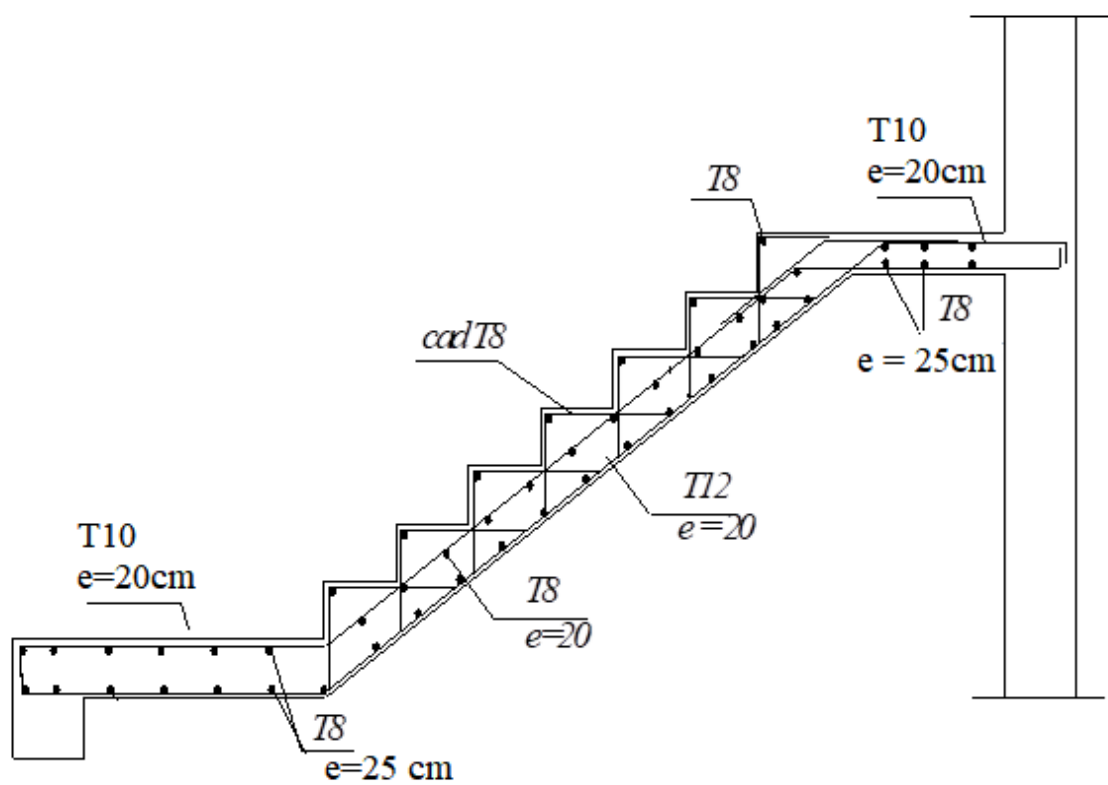


Figure III.16: Schéma de ferrailage d'escalier

III.4. Balcon :**III.4.1. Introduction :**

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est réalisé en dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection ; il est assimilé à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le balcon est soumis à :

- Son poids propre.
- Une charge d'exploitation.
- Une Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique $e \geq 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11cm$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte $e = 15cm$

Remarque :

Le ferrailage du balcon sera calculé sur le balcon de la plus grande portée qui est de 1,50m.

III.4.2. Evaluation des charges :

Charges permanentes et charges d'exploitation (Pour une bande de 1 m) :

Charge permanente :

$$G \times 1m = 6,43 \times 1 = 6,43 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

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

Donc :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,93 \text{ KN/m}$$

Poids propre du mur en brique creuses :

$$F = (0,36 \times 2) + 0,90 = 1,62 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où : } F_u = 1,35F = 2,19 \text{ KN}$$

Moment dû à la main courante (M_{mc}) :

$$M_{mc} = Q \times h = 1 \times 1 = 1 \text{ KN} \Rightarrow M^U m_c = 1.5 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max a l'ELU :

$$M_{\max} = -\frac{Q_u \cdot l^2}{2} - F_u \cdot l - M^U m_c = -20,46 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + F_u = 23,085 \text{ KN.}$$

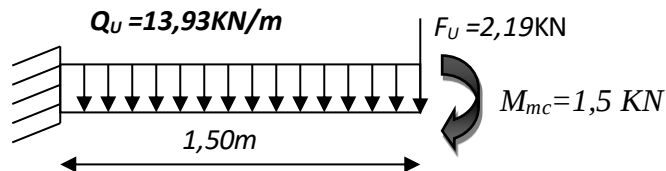


Figure III.17: Schéma statique du balcon

III.4.3. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 15) cm^2

Données : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

Tableau III.7: Ferrailage du balcon

Mu (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As' [cm^2]	α	Z [mm]	As [cm^2]	le choix	As [cm^2]	esp [cm]
20,46	0,066	OUI	0	0,085	130,38	3,61	5T10	3,93	20

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33\text{cm et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ cm et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc l'espacement vérifié}$$

Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,98 \leq A_{rep} \leq 1,97 \quad \text{On prend } 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

III.4.4. Vérification :**Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,4/500)$$

$$A_{s \min} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_s \text{ choisie} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{23,085 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,171 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u^{\max} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification vis-à-vis de l'ELS**Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max a l'ELS :**

$$Q_u = 1G + 1Q = 9,93 \text{ KN/m}$$

$$M_{\max} = -\frac{Q_s \cdot l^2}{2} - F_s \cdot l - Mm_c = -14.60 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

La fissuration est préjudiciable, il faut que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e); 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$$

Y : est calculé à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$

I : est calculé à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.8: Vérification à l'ELS

M_{ser} [kN.m]	A_s [cm ²]	y [cm]	I [cm ⁴]	σ_b [MPa]	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s [MPa]	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
14,60	3,93	3,32	12308	3,94	Vérifiée	181,16	OK

Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,10 > 0,0625 \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 \leq 0,0084 \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,10 \geq 0,1 \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.5. Schéma de ferrailage :

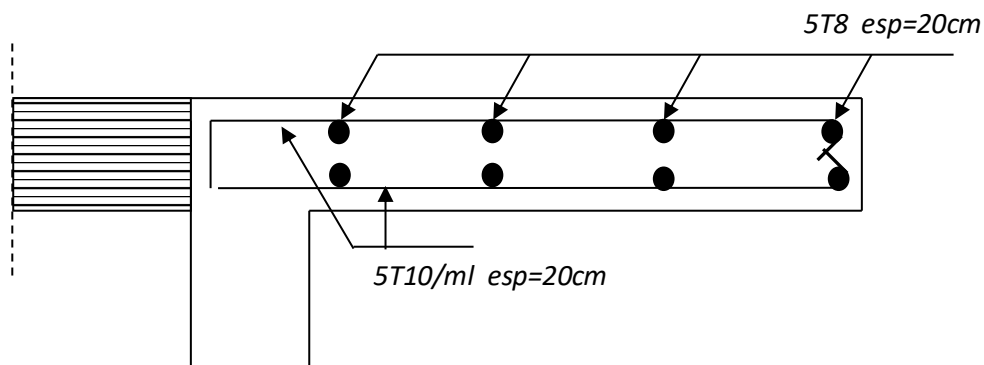


Figure III.18: Schéma de ferrailage du balcon

Remarque :

Le balcon est ferrailé par une double nappe d'armatures pour reprendre un éventuel soulèvement lors d'un séisme.

III.5. Plancher corps creux :**III.5.1. Introduction :**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

En a 3cas : 3 travées et 6 travées et 8 travées.

III.5.2. Dimensions des poutrelles :

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21cm & ; & h_0 = 5cm \\ b = 65cm & ; & b_0 = 12cm \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5cm \end{cases}$$

III.5.3. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon avec la méthode forfaitaire.

Présentation théorique de la méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode de calcul simplifiée applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments à usages d'habitations, servissés, commerces...

Méthode forfaitaire :**Domaine d'application :**

$$\mathbf{H_1 : } Q \leq \text{Max} \{2G ; 5kN/m^2\}$$

$\mathbf{H_2 :}$ Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

$\mathbf{H_3 :}$ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$\mathbf{H_4 :}$ Fissuration non préjudiciable.

Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive
- $M=0,6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

La méthode forfaitaire est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. $Q \leq (2.G, 5\text{KN/m}^2)$

Plancher terrasse :

$$Q = 1\text{KN/m}^2 \leq \min(13.26 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

Plancher étage courant :

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq \min(10.96 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

2. Inertie constante

- Les moments d'inerties des sections transversales constants et égaux dans les différentes travées (Vérifiée)

3. Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_x}{l_{x+1}} \leq 1,25$$

Exemple de vérification :

$$l_x = 3,15 \quad ; \quad l_{x+1} = 3,4 \quad ; \quad 0,85 \leq \frac{l_x}{l_{x+1}} = 0,93 \leq 1,25$$

$$l_x = 3,4 \quad ; \quad l_{x+1} = 3,5 \quad ; \quad 0,85 \leq \frac{l_x}{l_{x+1}} = 0,97 \leq 1,25$$

La condition est **vérifiée** pour toutes les travées.

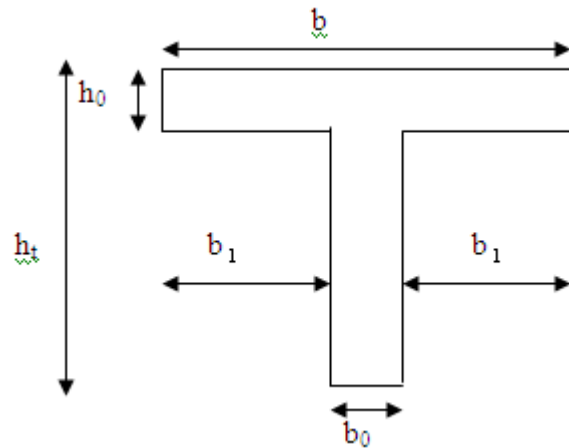
Effort tranchant :

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

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.



III.5.4. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée $L=3,85m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

III.5.5. Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15kN/ml$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,16 \times 14 = 1,46kN/ml$

G=1,61kN/ml

Charges d'exploitation :

$Q = 1 \times 0,65 = 0,65kN/ml$

Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,15 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 2,26 \text{ kN/ml}$$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,15 \times (3,85)^2}{8} = 5,84 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,26 \times (3,85)^2}{8} = 4,19 \text{ kNm}$$

III.5.5. Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU

$$\text{On a : } M_u = 11,15 \text{ kNm ; } b = 12 \text{ cm ; } d = 4,5 \text{ cm ; } \sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple, on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 1,414 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

2^{ème} étape (Après le coulage de la table de compression) :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

Evaluation des charges et surcharges :**❖ Plancher terrasse :**

$$\text{Charge permanentes : } G = 6,63 \times 0,65 = 4,31 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Surcharges d'exploitation : } Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ Plancher courant :

$$\text{Charge permanente : } G = 5,48 \times 0,65 = 3,56 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :**Plancher terrasse :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,79 \text{ kN/ml}$$

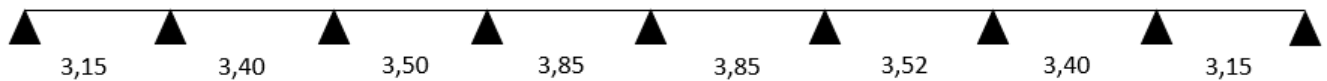
$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 4,96 \text{ kN/ml}$$

Plancher courant :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,27 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 4,54 \text{ kN/ml}$$

Conclusion : Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Evaluation des charges :**Poutrelles à huit travées**

$$\begin{cases} q_u = 6,79 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 4,96 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

Calcul des moments :

$$\text{ELU : } M_{0u1} = \frac{q_u l^2}{8} = 8,65 \text{ kNm} , M_{0u2} = \frac{q_u l^2}{8} = 10,07 \text{ kNm} , M_{0u3} = \frac{q_u l^2}{8} = 10,67 \text{ kNm}$$

$$M_{0u4} = \frac{q_u l^2}{8} = 12,91 \text{ kNm} , M_{0u5} = \frac{q_u l^2}{8} = 12,91 \text{ kNm} , M_{0u6} = \frac{q_u l^2}{8} = 10,80 \text{ kNm} ,$$

$$M_{0u7} = \frac{q_u l^2}{8} = 10,07 \text{ kNm} , M_{0u8} = \frac{q_u l^2}{8} = 8,65 \text{ kNm}$$

$$\text{ELS : } M_{0s1} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 6,15 \text{ kNm} , M_{0s2} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 7,17 \text{ kNm} , M_{0s3} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 7,60 \text{ kNm}$$

$$, M_{0s4} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 9,19 \text{ kNm} , M_{0s5} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 9,19 \text{ kNm} , M_{0s6} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 7,68 \text{ kNm} ,$$

$$M_{0s7} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 7,17 \text{ kNm} , M_{0s8} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 6,15 \text{ kNm}$$

Effort tranchant :

$$\text{ELU} : T_{u1} = \frac{q_u l}{2} = 10,98 \text{ kN} , \quad T_{u2} = \frac{q_u l}{2} = 11,85 \text{ kN} , \quad T_{u3} = \frac{q_u l}{2} = 12,20 \text{ kN}$$

$$T_{u4} = \frac{q_u l}{2} = 13,42 \text{ kN} , \quad T_{u5} = \frac{q_u l}{2} = 13,42 \text{ kN} , \quad T_{u4} = \frac{q_u l}{2} = 12,27 \text{ kN} , \quad T_{u5} = \frac{q_u l}{2} = 11,85 \text{ kN} ,$$

$$T_{u4} = \frac{q_u l}{2} = 10,98 \text{ kN} ,$$

$$\text{ELS} : T_{s1} = \frac{q_{ser} l}{2} = 7,81 \text{ kN} , \quad T_{s2} = \frac{q_{ser} l}{2} = 8,43 \text{ kN} , \quad T_{s3} = \frac{q_{ser} l}{2} = 8,68 \text{ kN} ,$$

$$T_{s4} = \frac{q_{ser} l}{2} = 9,55 \text{ kN} , \quad T_{s5} = \frac{q_{ser} l}{2} = 9,55 \text{ kN} , \quad T_{s4} = \frac{q_{ser} l}{2} = 8,73 \text{ kN} , \quad T_{s5} = \frac{q_{ser} l}{2} = 8,43 \text{ kN} ,$$

$$T_{s5} = \frac{q_{ser} l}{2} = 7,81 \text{ kN}$$

On utilise la méthode forfaitaire est applicable car les conditions sont vérifiées.

Tableau III.9: calcul des efforts internes (M, T) des poutrelles à cinq travées.

Appuis	Moment sur appuis [kN.m]		Travée	Portée [m]	Moment en travée [kNm]		Effort tranchant [kN]			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _e	T _w
1	1.729	1.23	1-2	3,15	10.73	7.636	9.928	-12.03	7.065	-8.56
2	5.036	3.584	2-3	3,40	10.19	7.253	12.07	-11.62	8.592	-8.27
3	4.269	3.038	3-4	3,50	11.65	8.294	11.94	-12.45	8.498	-8.86
4	5.166	3.676	4-5	3,85	13.56	9.649	13.42	-13.42	9.548	-9.55
5	5.166	3.676	5-6	3,85	13.56	9.649	13.42	-13.42	9.548	-9.55
6	5.166	3.676	6-7	3,52	11.45	8.149	12.2	-12.33	8.683	-8.78
7	5.398	3.841	7-8	3,40	10.39	7.397	12.93	-10.77	8.508	-8.36
8	5.036	3.584	8-9	3,15	7.424	5.283	11.95	-10.01	8.558	-7.12
9	1.729	1.23								

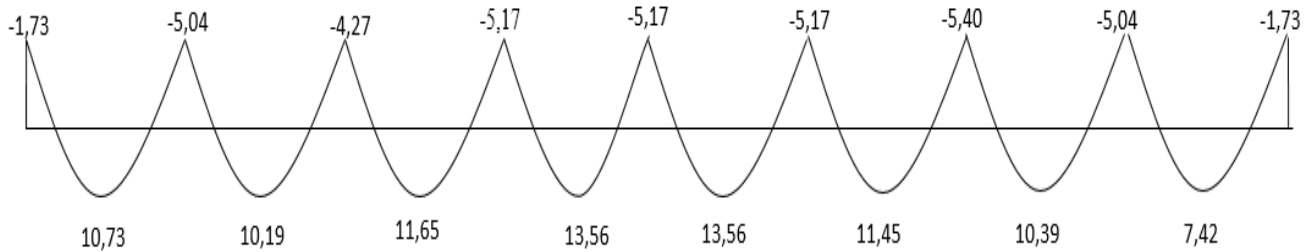
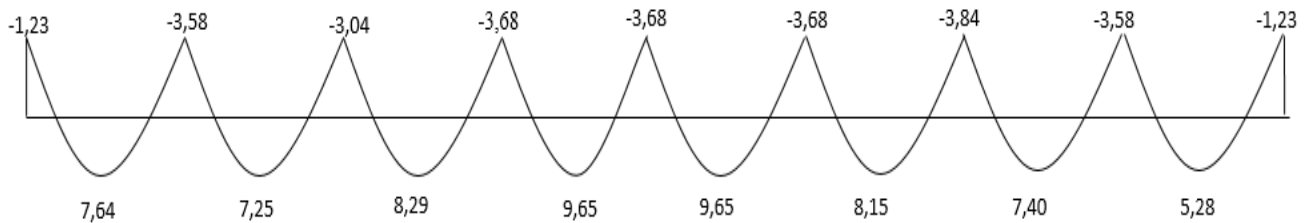
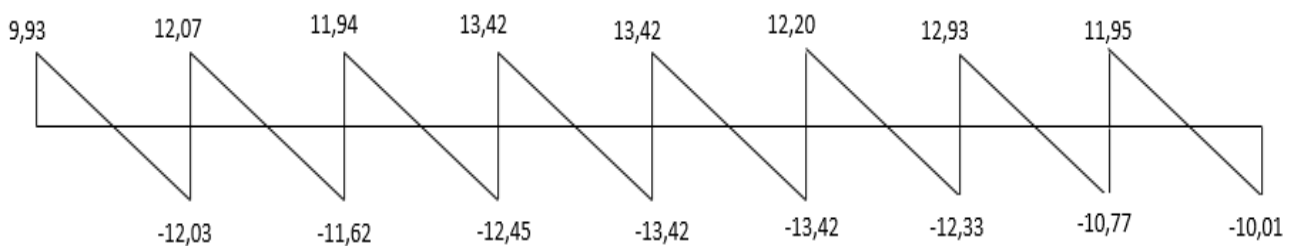
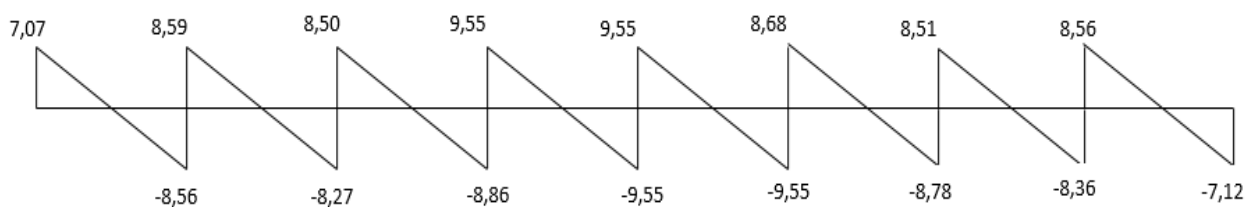
Diagramme des efforts internes :**Moment fléchissant****ELU :****ELS :****Figure III.18:** Diagramme de moment fléchissant**Effort tranchant :****ELU:****ELS:****Figure III.19:** Diagramme de l'effort tranchant

Tableau III.10: Récapitulatif du calcul. $M^{\max}$

Moment sur appuis [kN.m]		Moment en travée [kNm]		Effort tranchant [kN]			
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
				T_w	T_e	T_e	T_w
5.398	3.841	13.56	9.649	13.42	-13.42	9.548	-9.55

Poutrelles à 6 travées :

On utilise la méthode de forfaitaire est applicable car les conditions est vérifier.

Tableau III.11 : calcul des efforts internes (M, T) des poutrelles à 7 travées.

Appuis	Moment sur appuis [kN.m]		Travée	Portée [m]	Moment en travée [kNm]		Effort tranchant [kN]			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	2.014	1.433	1-2	3,40	12.24	8.708	10.87	-12.83	7.737	-9.13
2	5.336	3.798	2-3	3,50	11.12	7.914	12.25	-12.15	8.715	-8.65
3	5.166	3.676	3-4	3,85	13.56	9.649	13.42	-13.42	9.548	-9.55
4	5.166	3.676	4-5	3,85	13.56	9.649	13.42	-13.42	9.548	-9.55
5	5.166	3.676	5-6	3,52	11.45	8.149	12.2	-12.33	8.683	-8.78
6	5.398	3.841	6-7	3,40	8.884	6.322	12.84	-10.85	9.14	-7.72
7	2.014	1.433								

Tableau III.12 : Récapitulatif du calcul. $M^{\max}$

Moment sur appuis (kNm)		Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
				T_w	T_e	T_e	T_w
5.398	3.84	13.56	9.649	13.42	-13.42	9.548	-9.55

Poutrelles à 3 travées :

On utilise la méthode de forfaitaire est applicable car les conditions sont vérifiées.

Tableau III.13 : calcul des efforts internes (M, T) des poutrelles à 3 travées.

Appuis	Moment sur appuis [kNm]		Travée	Portée [m]	Moment en travée [kNm]		Effort tranchant [kN]			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	2.159	1.536	1-2	3,52	12.95	9.218	11.35	-13.19	8.075	-9.384
2	5.398	3.841	2-3	3,40	10.39	7.397	11.96	-11.74	8.508	-8.359
3	5.036	3.584	3-4	3,15	7.424	5.283	12.03	-9.928	8.559	-7.143
4	1.729	1.23								

Tableau III.14 : Récapitulatif du calcul. $M^{\max}$

Moment sur appuis [kNm]		Moment en travée [kNm]		Effort tranchant [kN]			
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
				T_w	T_e	T_e	T_w
5.398	3.84	12.95	9.218	11.35	-13.19	8.075	-9.384

Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

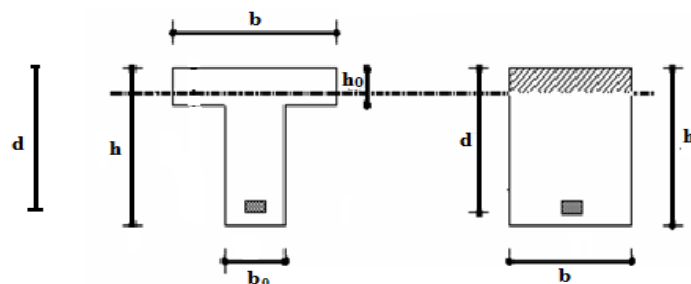
Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

Moment sur appuis [kNm]		Moment en travée [kNm]		Effort tranchant [kN]			
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
				T_w	T_e	T_e	T_w
5.398	3.84	13.56	9.649	13.42	-13.42	9.548	-9.55

Ferrailage en travée :

$h=25\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,90\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de « T » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.



- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 90,61kNm$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III.15 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu} [kNm]	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' [cm ²]	α	Z [mm]	$\mu < 0,186$	σ_s [MPa]	A_s [cm ²]
13.56	0.022	Oui	0	0.028	186.87	Oui	438	2.09

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,36cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,36cm^2 ; 2,09cm^2\} = 2,09cm^2$$

Choix : 3T12 ($A_s = 3,39cm^2$)

Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{\max} = 5.398kNm < M_{tab} = 90,61kNm$

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau III.16: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appui

M_{tu} [kNm]	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' [cm ²]	α	Z [cm]	$\mu < 0,186$	σ_s [MPa]	A_s [cm ²]
5.398	0.009	Oui	0	0.011	188.16	Non	438	0.82

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,36cm^2$$

$$A_s^{\min} = 1,36cm^2 > A_s = 0,82cm^2$$

Choix : 2T10 ($A_s = 1,57cm^2$)

III.5.6. Vérifications :**Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 13,42 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,592 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :**Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 13,42 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{13,42 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,657 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton :

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimée.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=15\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance " y " et le moment d'inertie " I " se Calculent par les formules suivantes :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.17 : Récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	M_{ser} [kNm]	A_s [cm²]	Y [cm]	I [cm⁴]	σ_{bc} [MPa]	σ_s[MPa]	Vérificati on	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]
Travée	9.649	3,39	4,62	15847	2,82	130.39	Vérifiée	18	250
Appuis	3,84	1,92	3.114	21046	0,57	43,20	Vérifiée	18	250

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h=21\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18,9\text{cm}$; $L=3,85\text{m}$; $M_{tser}=9,65\text{kNm}$; $A_s=3,39\text{cm}^2$; $f_e=500\text{MPa}$.

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,0545 < 0,0625 \Rightarrow \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,015 < 0,0084 \Rightarrow \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,0545 < 0,12 \Rightarrow \text{non vérifiée}$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,77 \text{ cm}$ ($L < 5 \text{ m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.18 : Récapitulatif du calcul de la flèche

Résultats : Flèches			
		calculée	limite
flèche totale :	Δf_t	1,264 mm	7,7 mm
flèche due aux charges permanentes :	f_{gv}	1,764 mm	
flèche due aux charges totales :	f_{gq}	1,852 mm	

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11496 \text{ MPa}$$

Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

Selon le "BAEL 91 modifié 99" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,6\text{cm}; 1,2\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$$

On adopte : $\phi_t = 6\text{mm}$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 6,25 \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 12,50 \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Choix des espacements :

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

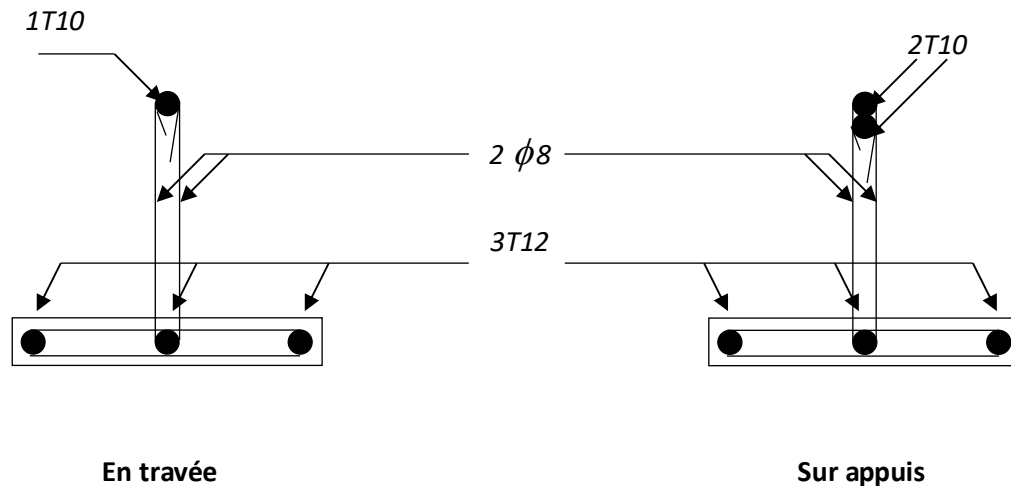
III.5.7. Schéma de ferrailage :

Figure III.20: Ferrailage des poutrelles

III.5.8. Ferrailage de la table de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 520 \text{ MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \phi \leq 6 \text{ mm}$)

On a : $L = 65 \text{ cm}$

Donc on obtient : $A_1=0,5\text{cm}^2/\text{ml}$ et On prend : $6\text{T}5=1,18\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49\text{cm}^2 \quad \text{Soit : } 6\text{T}5=1,18\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$$

Conclusion : Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

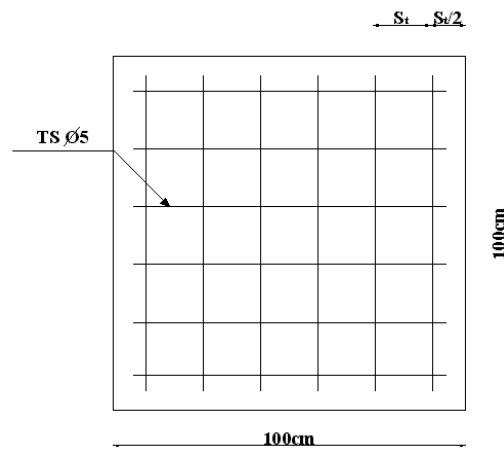


Figure III.21 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.6. Etude des dalles pleines :

III.6.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

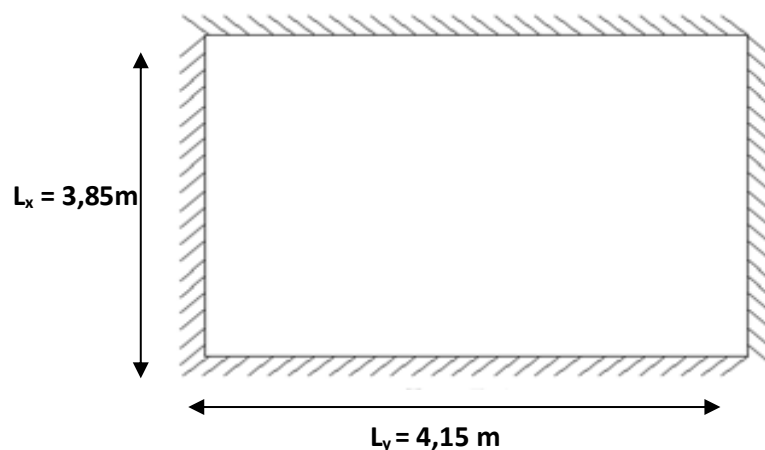
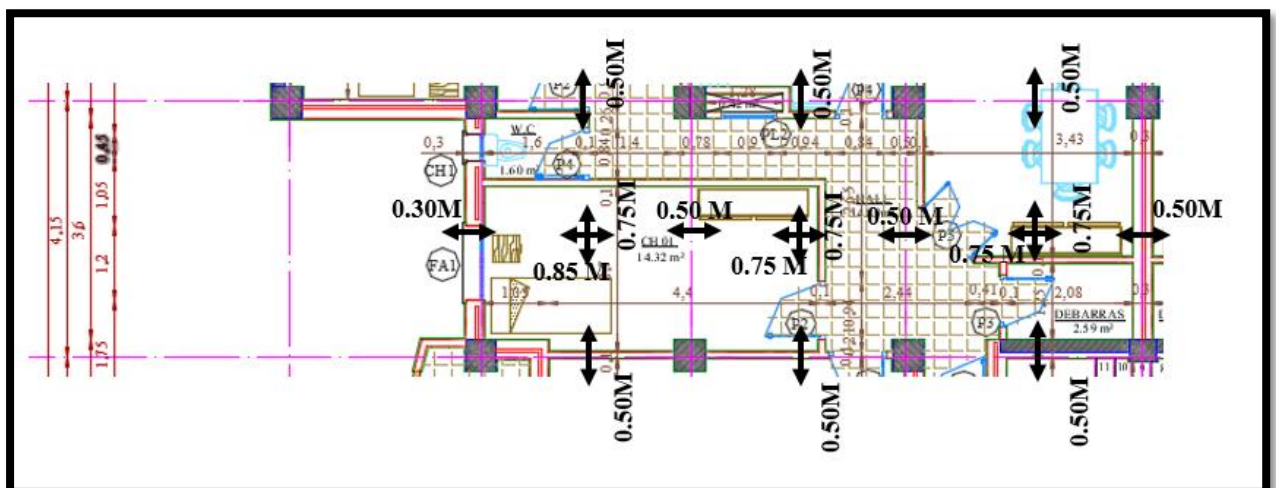
- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

1^{er}Type de Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, on à des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis (les dalles de S-SOL), pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

III.6.2. Evaluation des charges :



$$G=6,43\text{kN/m}^2, Q=5\text{kN/m}^2(\text{commerce})$$

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 16,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 11,43 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,85}{4,15} = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 10,26 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 8,67 \text{ kNm}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 7,70 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 6,50 \text{ kNm}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 5,13 \text{ kNm.}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_x = 4,34 \text{ kNm.}$$

III.6.3. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0,9h=13,5\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=438\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M_u [kNm]	μ	A_s' [cm ²]	α	Z[cm]	A_s^{cal} [cm ²]	Choix	A_s^{adp} [cm ²]	Esp [cm]
Travée	x-x	7,70	0.025	0	0.031	133.30	1.66	5T8	2,51	20
	y-y	6,50	0.021	0	0.027	133.57	1.40	5T8	2,51	20
Appuis	x-x	5,13	0.017	0	0.021	133.87	1.10	4T8	2,01	25
	y-y	4,34	0.014	0	0.018	134.05	0.93	4T8	2,01	25

Espacement :

Travée :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{Vérifier}$$

Appuis :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{5} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{Vérifier}$$

Condition de non fragilité :

On a : $h=e=15\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,44\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,44\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1,0 \end{cases}$$

Travée :

$$\text{Sens x-x : } A_x = 2,51\text{cm}^2 < A_s^{\min} = 1,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 2,51\text{cm}^2 < A_s^{\min} = 1,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Appuis :

$$\text{Sens x-x : } A_x = 2,01\text{cm}^2 < A_s^{\min} = 1,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 2,01\text{cm}^2 < A_s^{\min} = 1,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,18 \times 4,15 \times 3,85}{2 \times 4,15 + 3,85} = 21,28\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 20,76\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 21,28\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{21,28 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,158\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Vérifier}$$

III.6.4. Vérifications :**Vérification à l'ELS :****Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = \rho = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 7,25\text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 6,13\text{kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 5,44\text{kNm} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 4,60\text{kNm} \\ M_a = 0,5 M_x = 3,63\text{kNm} \\ M_a = 0,5 M_y = 3,07\text{kNm} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

Béton : nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}.$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot A'_s \cdot (y - d') = 0$$

I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

Acier : nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}.$$

Avec : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y).$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} [kNm]	A _s [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	Vérif	σ _s [MPa]	σ _s [MPa]	Vérif
Travée	x-x	5,44	2,51	2.76	9030.9	1,66	18	OK	97,03	250	OK
	y-y	4,60	2,51	2.76	9030.9	1,41	18	OK	82,05	250	OK
Appuis	x-x	3,63	2,01	2.51	8155.9	1,12	18	OK	73.35	250	OK
	y-y	3,07	2,01	2.51	8155.9	0,95	18	OK	62.03	250	OK

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,039 > 0,0425 \dots\dots\dots \text{non.vérifier} \\ 0,039 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{non.vérifier} \\ 2,45.10^{-3} < 4.10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,77 \text{ cm} \quad (L < 5 \text{ m})$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.21 : Récapitulatif du calcul de la flèche

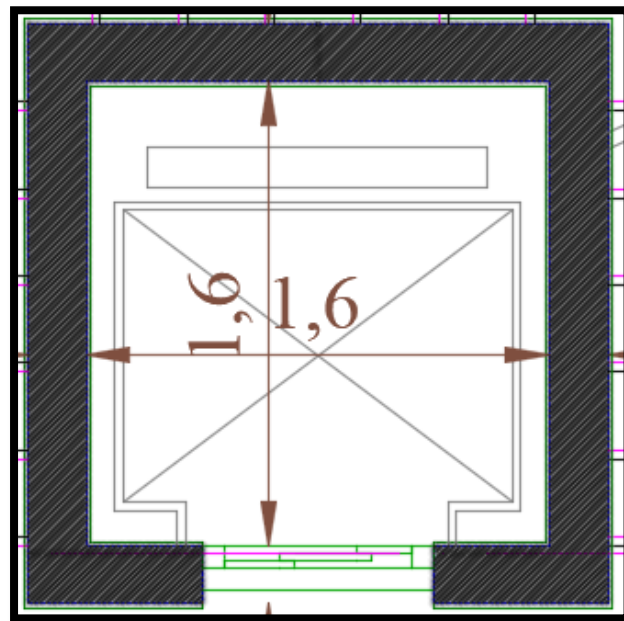
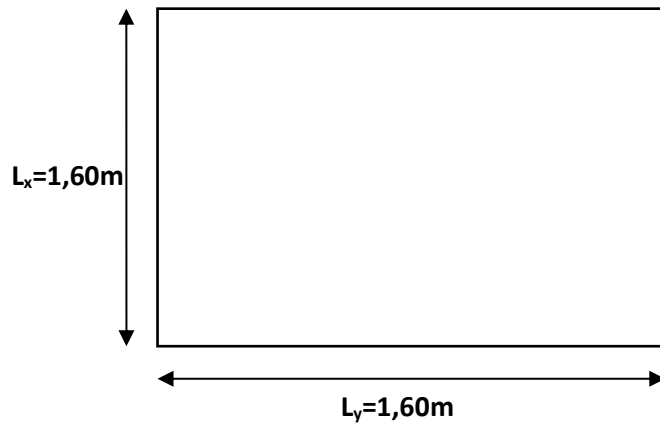
Résultats : Flèches			
flèche totale :	Δf_t	calculée 1,189 mm	limite 7,7 mm
flèche due aux charges permanentes :	fgv	1,516 mm	
flèche due aux charges totales :	fgq	1,684 mm	

III.7. Etude de la dalle machine :**III.7.1. Introduction :**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.7.2. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.



Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$3,2cm \leq e \leq 4,00cm$$

b. Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est

On prend : $e=25cm$.

III.7.3. Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

Poids de la dalle machine supportée.....	50,00kN/m ²
Poids propre de la dalle.....	0,25x25=6,25kN/m ²
	G=56,25kN/m²

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q=1kN/m^2$$

Combinaison des charges :

$$E.L.U : q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,438kN/m^2$$

$$E.L.S : q_{ser} = G + Q = 57,25kN/m^2$$

Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de “ ρ ” :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{1,6} = 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \Rightarrow M_x = 7,30kNm \\ \mu_y = 1,00 \Rightarrow M_y = 7,30kNm \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=6,21\text{kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=6,21\text{kNm}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax}=0,3M_x=2,19\text{ kNm}$$

$$M_{ay}=0,3M_y=2,19\text{kNm}$$

III.7.4. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait pour une bande de 1m, on aura une section (bxh)=(100x25)cm² qui travaille en flexion simple.

Ferrailage en travée :

a. Le sens "L_x" :

On a: b=100cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm; c=2cm; σ_{bc}=17MPa; σ_s=438MPa

Tableau III.22: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

M _{tx} [kNm]	μ	A _s [cm ²]	α	Z [cm]	A ^{cal} _s [cm ²]	Choix	A ^{adp} _s [cm ²]
8,36	0.007	0	0.009	224.19	0.80	5T10	3,93

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Le sens "L_y" :

On a: b=100cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm; c=2cm; σ_{bc}=17MPa; σ_s=438MPa

Tableau III.23: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

M _{ty} [kNm]	μ	A' _s [cm ²]	α	Z[cm]	A ^{cal} _s [cm ²]	Choix	A ^{adp} _s [cm ²]
8,36	0.007	0	0.009	224.19	0.80	5T10	3,93

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Ferrailage sur appuis :

On a: $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=0,9h=22,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $\sigma_s=438\text{MPa}$

Tableau III.24: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

M_a [kNm]	μ	$A's$ [cm ²]	α	Z [cm]	A^{cal}_s [cm ²]	Choix	A^{adp}_s [cm ²]
2,19	0.003	0	0.003	224.71	0.28	5T10	3,93

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens } x-x) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens } y-y) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Calcul des armatures transversales : [1]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 41,30\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 41,30\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 41,30\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{41,30 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,184\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.7.5. Vérifications :**Vérification à l'ELS :****Vérification des contraintes :****Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18\text{MPa}$$

Acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Avec : $\eta=1,6$ pour HA ; $f_e=500\text{MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \Rightarrow M_x = 5,39 \text{ kNm} \\ \mu_y = 1,00 \Rightarrow M_y = 5,39 \text{ kNm} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 4,58 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4,58 \text{ kNm}$$

Moments sur appuis :

$$M_a = \text{Max}(0,3 M_x; 0,3 M_y) = 1,62 \text{ kNm}$$

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 :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		M_t [kNm]	A_s [cm²]	Y [cm]	I [cm⁴]	σ_{bc}[MPa]	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}	σ_s[MPa]	σ_s ≤ σ̄_s
Travée	(x-x) (y-y)	4,58	3,93	4,59	22133	0,95	Vérifiée	55.58	Vérifiée
Appuis		1,62	3,93	4,59	22133	0,34		19.66	

Vérification de la condition de non fragilité :

On a : $h=25\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,34\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec :
$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1,00 \end{cases}$$

Sens L_{x-x} :

Sur appuis : $A_x=3,93\text{cm}^2/\text{ml} > 2,34\text{cm}^2$vérifiée

En travée : $A_x=3,93\text{cm}^2/\text{ml} > 2,34\text{cm}^2$vérifiée

Sens L_{y-y} :

Sur appuis : $A_y=3,93\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2$vérifiée

En travée : $A_x=3,93\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2$vérifiée

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,156 > 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,156 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,746.10^{-3} < 4.10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

III.7.6. Schéma de ferrailage :

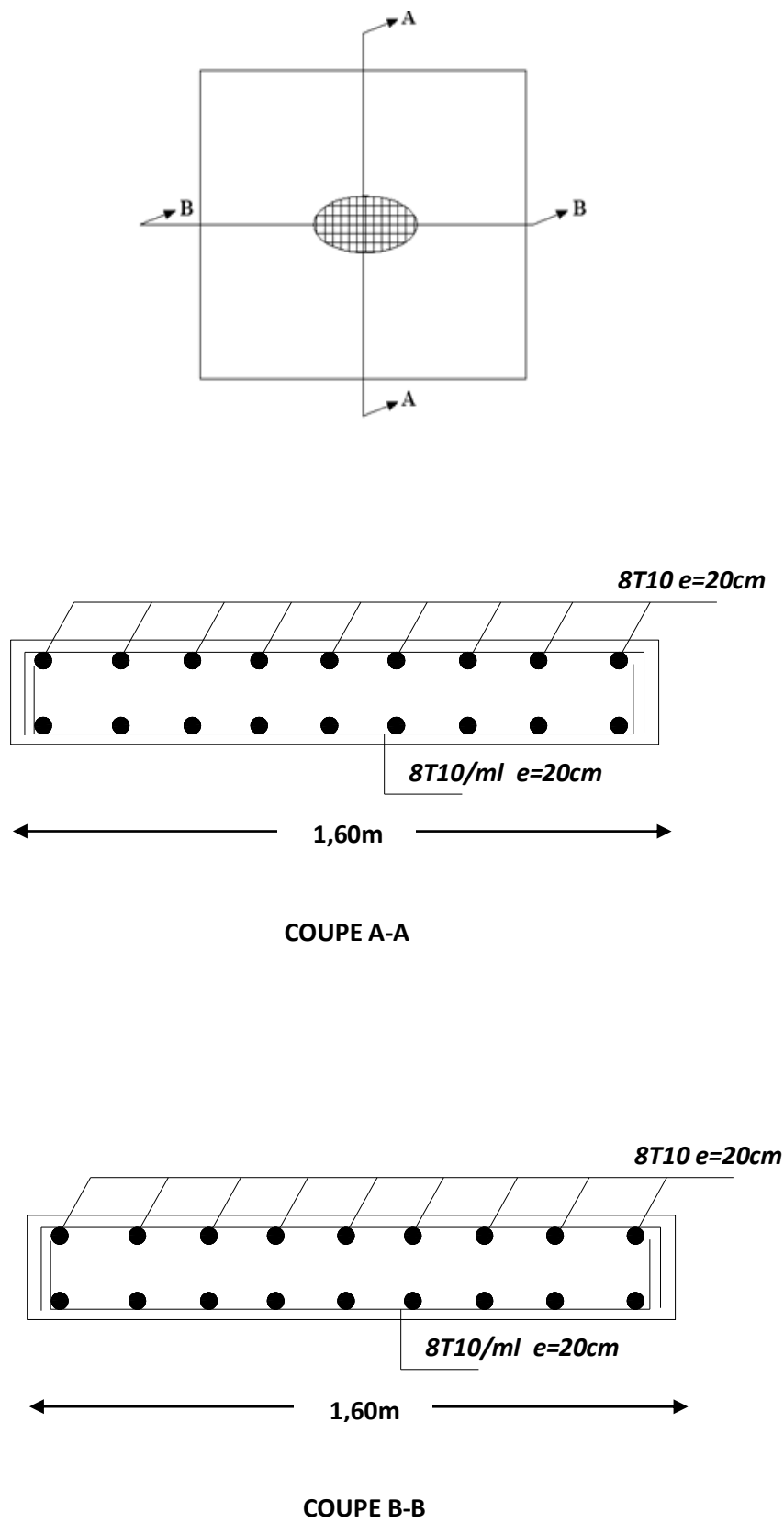


Figure III.22 : Ferrailage de la dalle machine

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et les critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA2024.

IV.2. Etude dynamique en zone sismique :

IV.2.1. Introduction :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de (D.D.L) fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. Caractéristique dynamiques propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non

forcé, l'équation d'un tel système est donnée par : $[M]\ddot{x}(t) + [K]x = \{0\} \dots\dots\dots(1)$

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots(3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots\dots\dots(4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots(5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

IV.3. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est 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 informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du ETABS version 18

IV.3.1. Présentation du programme ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments.), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV.3.2. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.3. L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

IV.3.4. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le RPA2024 avec $(\beta = 0,3)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (Mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3.5. Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.4. Etude sismique :**IV.4.1. Stratégie du calcul sismique :**

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (RPA2024) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

1. La méthode statique équivalente :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I, II et III à 32m en zones IV V VI

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zones VI :

- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 11m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone VI de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

2. La méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots\dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogramme, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

IV.4.2. Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA2024).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur est supérieure à 17 m en zone VI, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4.3. Analyse spectrale :

IV.4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.4.3.2. Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S1 pour la période de retour de non effondrement $T_r=475$ ans.

Pour notre cas :

L'ouvrage est classé de (groupe 2). Donc : **A= 0,30**

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense).

T1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
 $T1=0.15 \text{ s}$

T2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
 $T2=0.6 \text{ s}$

T3 : valeur définissant le début de la branche a déplacement spectral constant ; $T3=2 \text{ s}$

I : coefficient d'importance ; $I=1$

S : coefficient de site ; $S=1,3$

R : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

R=4,5 (4.b Système a contreventement mixte, équivalent a des voiles).

Qf : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [2]

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau (**RPA2024**).

Tableau IV.1: Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
Régularité en élévation	Non	0.20	Non	0.20
Conditions minimales sur le nombre étagé	Oui	0.00	Oui	0.00
Conditions minimales sur les travées	Oui	0.00	Oui	0.00

$$Q_{xx} = 1 + (0.20 + 0 + 0 + 0) = \mathbf{1.20}.$$

$$Q_{yy} = 1 + (0.20 + 0 + 0 + 0) = \mathbf{1.20}.$$

Représentation graphique du spectre de réponse :

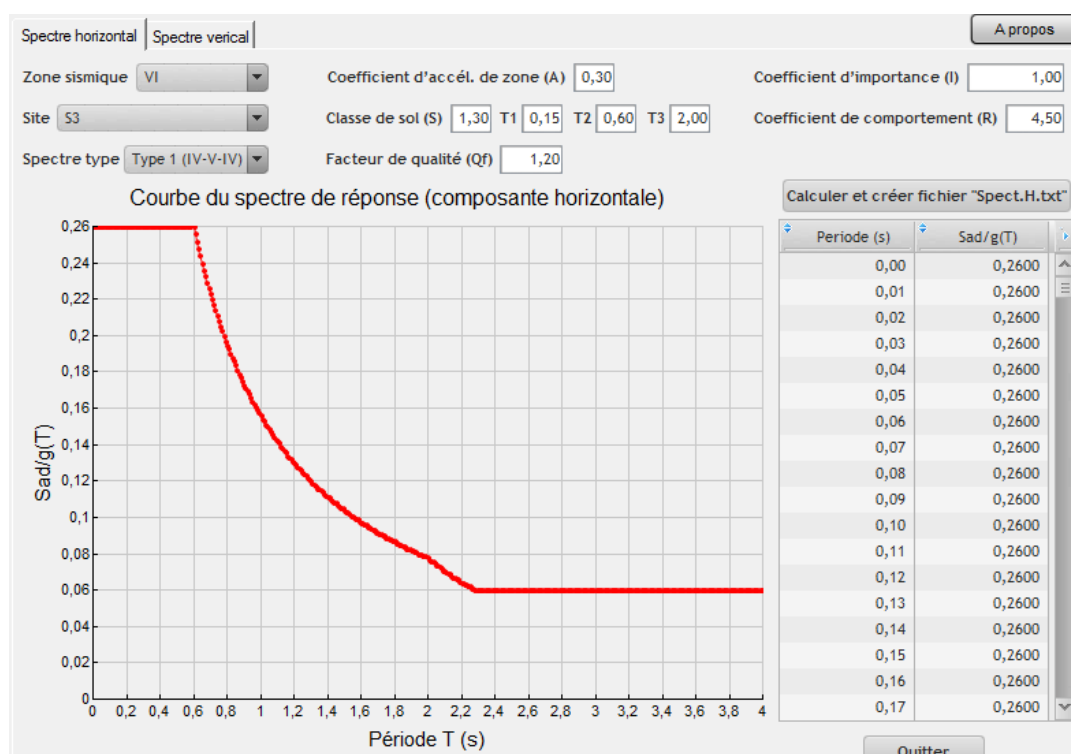


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

Résultante des forces sismiques de calcul :

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

Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

Moments ...) dont le rapport est de : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

V_t : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale).

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

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

Avec :

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

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

W : Poids total de la structure.

Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA2024** sont :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 31.62 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (31.62)^{3/4} = 0,67 \text{ sec},$$

$$T_0 = 0.67 \text{ s} \text{ Alors } \Rightarrow \frac{S_{ad}}{g} = 0,233$$

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

$$T_0 = 0.67 \text{ s} < 2T_2 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ s} \quad \lambda = 0,85$$

Donc :

$$V_x = V_y = 0,85 \times 0,233 \times W = 0,198W$$

IV.5 Résultats de l'analyse sismique :

IV.5.1. Modèle initial :

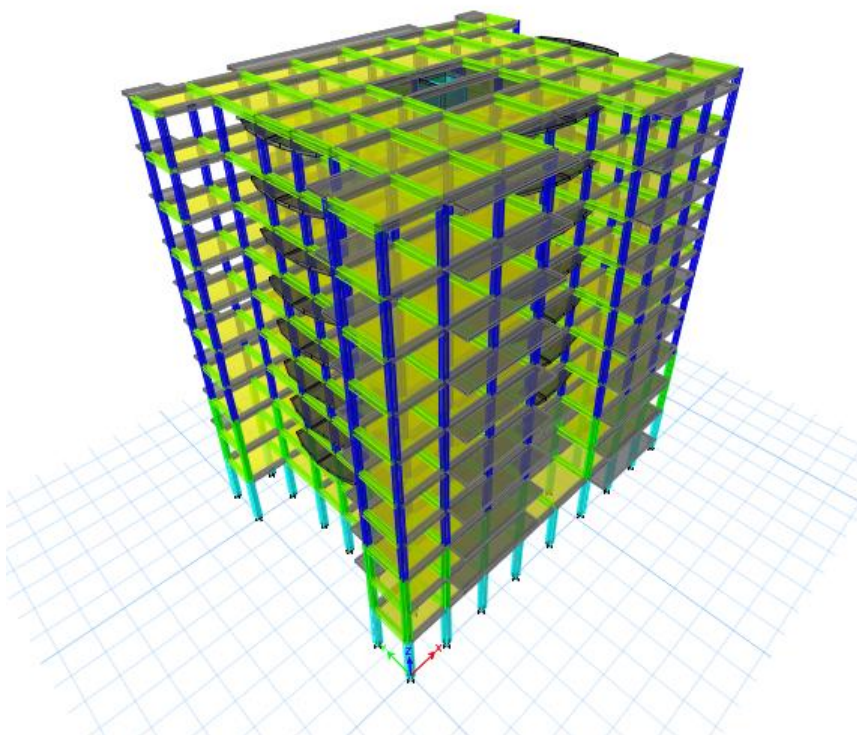


Figure IV.2 : Vue en 3D du modèle initial

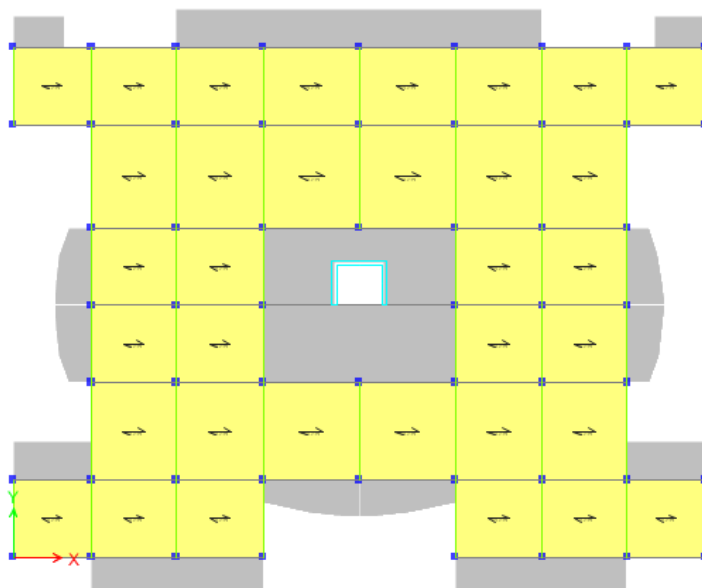


Figure IV.3 : Vue en 2D du modèle initial

Caractéristiques dynamiques propres :**Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.**

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	1,444	0,1397	4,185E-06	0,1397	4,185E-06
2	1,384	5,407E-06	0,7698	0,1397	0,7698
3	1,338	0,6278	2,547E-06	0,7675	0,7698
4	0,484	0,011	1,02E-05	0,7785	0,7699
5	0,436	1,565E-06	0,1262	0,7785	0,896
6	0,409	0,1205	0	0,899	0,896
7	0,287	0,003	5,878E-06	0,902	0,896
8	0,233	8,221E-07	0,0487	0,902	0,9447
9	0,211	0,0486	0	0,9506	0,9447
10	0,201	0,0017	0	0,9523	0,9447
11	0,152	0,0005	2,146E-05	0,9528	0,9447
12	0,144	1,43E-06	0,0231	0,9528	0,9678

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,444$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode translation X-X.

Dans le contexte de la rotation 1^{er} mode de rotation qui nécessite l'ajout de voiles pour ajuster la participation de la structure.

Les voiles ajoutés peuvent aider à contrôler la rotation et la distribution des forces dans la structure.

IV.5.2. Modèle 1 :

Disposition des voiles :

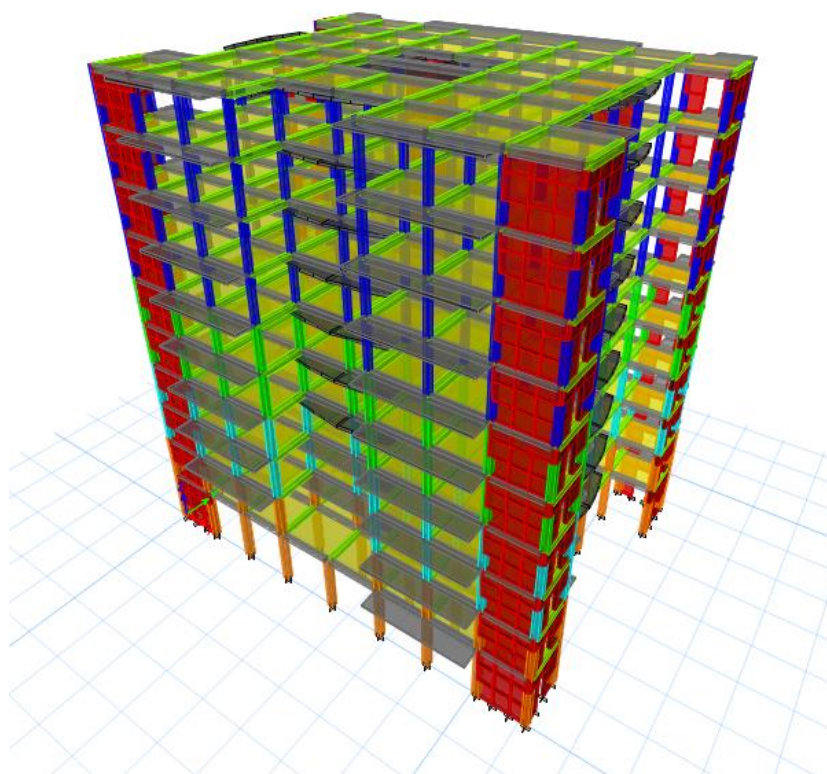


Figure IV.4 : Vue en 3D du modèle 1.

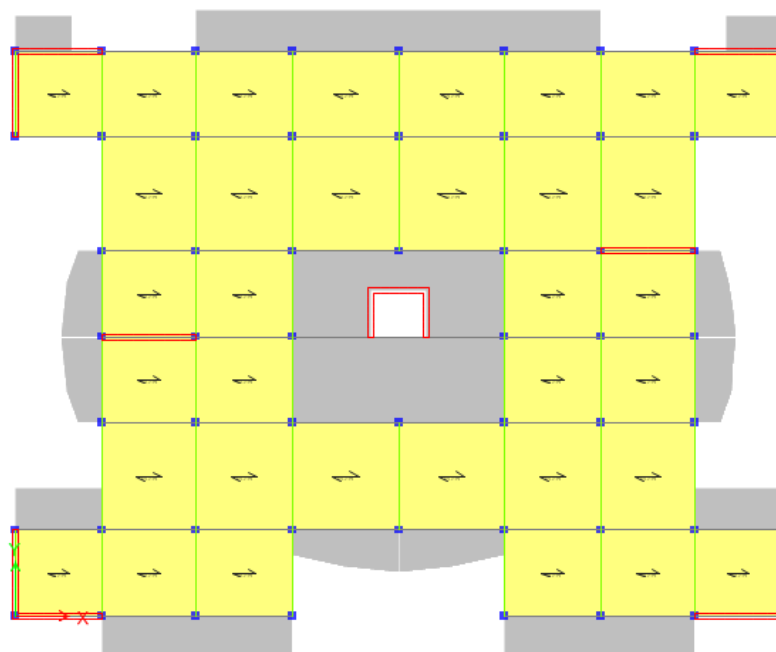


Figure IV.5 : Vue en 2D du modèle 1.

a. Caractéristiques dynamiques propres :**Tableau IV.3 : Participation massique du modèle 1.**

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	0,982	1,96E-06	0,7033	1,96E-06	0,7033
2	0,856	0,699	1,438E-06	0,6991	0,7033
3	0,657	3,655E-06	0,0003	0,6991	0,7036
4	0,249	1,049E-06	0,1855	0,6991	0,8891
5	0,21	0,1868	2,642E-06	0,8859	0,8891
6	0,145	0,0007	0,0003	0,8866	0,8894
7	0,112	1,62E-05	0,0629	0,8866	0,9523
8	0,093	0,0632	2,651E-05	0,9498	0,9523
9	0,069	4,562E-06	0,022	0,9498	0,9743
10	0,064	0,0005	0,0043	0,9503	0,9786
11	0,056	0,0271	4,331E-05	0,9774	0,9786
12	0,049	2,848E-06	0,0106	0,9774	0,9892

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,982$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode translation Y-Y
- Le 2^{ème} mode est un mode translation X-X
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 51850.43 \text{ KN} , V=0.198W$$

$$V_x=V_y= 10268.98 \text{ KN} \Rightarrow 0.8V_x=0.8V_y = 8215.18 \text{ KN}$$

$$V_{tx} = 8215.82 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 8215.74 \text{ KN}$$

($V_{tx} > 0.8V_x$ et $V_{ty} > 0.8V_y$) $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

c. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$\left(\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.35$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G+0.3Q+E1$, $G+0.3Q+E2$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveau	S poteaux	N_d	ν	ν_{RPA}	Observations
RDC	40x40	1531,39	0,32	0,35	Vérifiée
1^{ème}	35x35	1422,66	0,39	0,35	Non vérifiée
2^{ème}	35x35	1258,15	0,34	0,35	Vérifiée
3^{ème}	30x30	1092,81	0,40	0,35	Non vérifiée
4^{ème}	30x30	920,43	0,34	0,35	Vérifiée
5^{ème}	30x30	743,61	0,28	0,35	Vérifiée
6^{ème}	30x30	576,12	0,21	0,35	Vérifiée
7^{ème}	30x30	424,05	0,16	0,35	Vérifiée
8^{ème}	30x30	273,23	0,10	0,35	Vérifiée
9^{ème}	30x30	123,29	0,05	0,35	Vérifiée

Remarque :

Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le “**RPA2024**”.
Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure. Les nouvelles sections sont représentées dans le tableau IV.5

Tableau IV.5 : nouvelle section des poteaux

Niveau	S _{poteaux}
RDC → 1 ^{er}	45x45
2 ^{ème} → 3 ^{ème}	40x40
4 ^{ème} → 5 ^{me}	35x35
6 ^{ème} → 9 ^{me}	30x30

IV.5.3. Modèle final :

Augmentation des sections des poteaux :

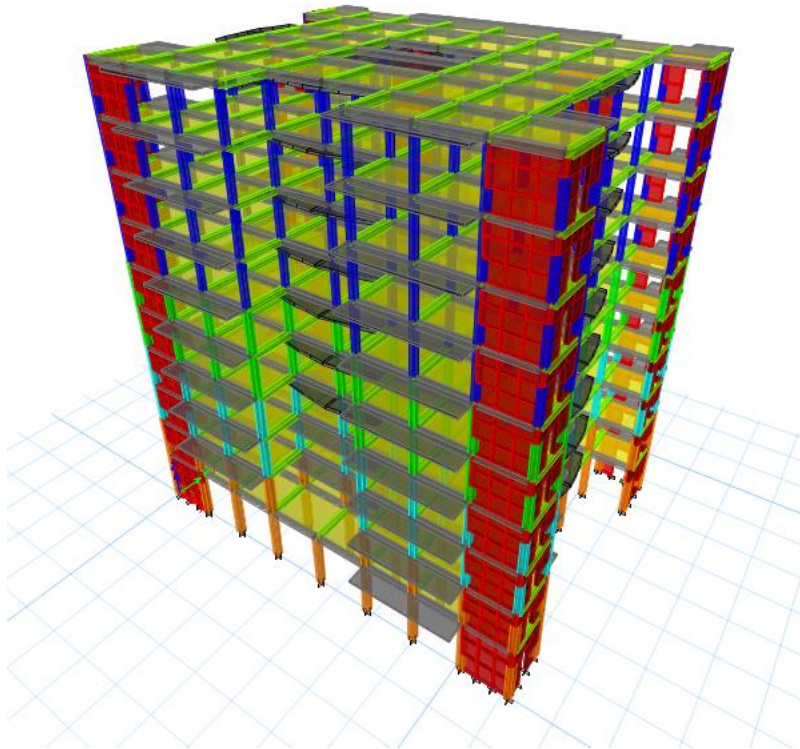


Figure IV.6 : Vue en 3D du modèle final

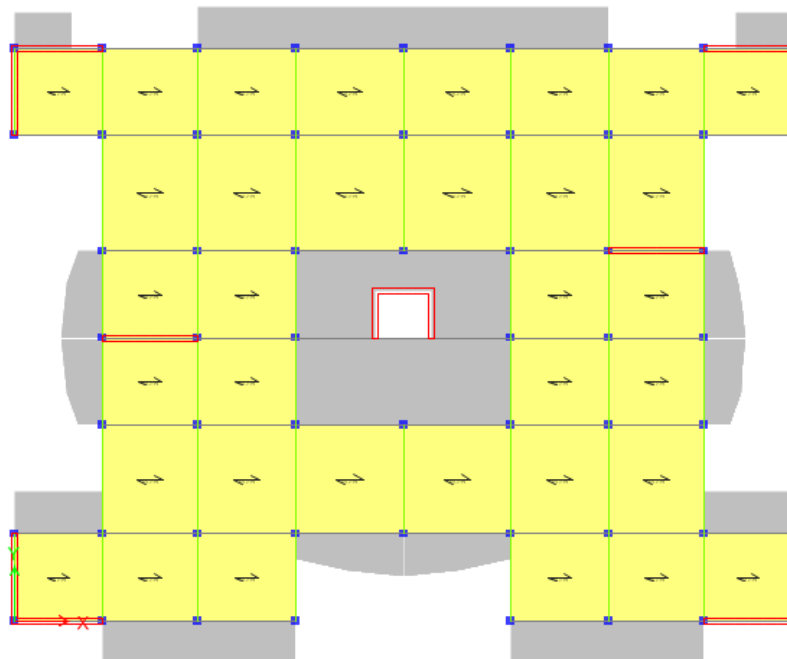


Figure IV.7 : Vue en 2D du modèle final.

a. Caractéristiques dynamiques propres :**Tableau IV.6 :** Participation massique du modèle final.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY (%)
1	0,945	5,286E-06	0,6936	5,286E-06	0,6936
2	0,827	0,6901	4,667E-06	0,6901	0,6936
3	0,63	4,356E-06	0,0002	0,6901	0,6938
4	0,245	1,482E-06	0,1909	0,6901	0,8847
5	0,207	0,1914	3,497E-06	0,8816	0,8847
6	0,144	0,0007	0,0003	0,8822	0,885
7	0,111	1,858E-05	0,0652	0,8822	0,9502
8	0,092	0,0658	3,184E-05	0,948	0,9502
9	0,069	5,873E-06	0,0226	0,948	0,9728
10	0,063	0,0005	0,0047	0,9485	0,9775
11	0,056	0,0281	4,677E-05	0,9767	0,9775
12	0,049	3,31E-06	0,011	0,9767	0,9886

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,945 \text{ sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode translation Y-Y
- Le 2^{ème} mode est un mode translation X-X
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 52521.03 \text{ KN}, V = 0,198W$$

$$V_x = V_y = 10401.79 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_x = 0,8V_y = 8343.43 \text{ KN}$$

$$V_{tx} = 8474.34 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 8530.40 \text{ KN}$$

($V_{tx} > 0,8V_x$ et $V_{ty} > 0,8V_y$) $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

c. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveau	S _{poteaux}	N _d	u	V _{RPA}	Observations
RDC $\rightarrow$ 1 ^{er}	45x45	1588,35	0,26	0,35	Vérifiée
2 ^{ème} $\rightarrow$ 3 ^{ème}	40x40	1285,32	0,27	0,35	Vérifiée
4 ^{ème} $\rightarrow$ 5 ^{ème}	35x35	922,26	0,25	0,35	Vérifiée
6 ^{ème} $\rightarrow$ 9 ^{ème}	30x30	578,73	0,21	0,35	Vérifiée

d. Vérification des déplacements inter-étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA2024**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon le **RPA2024** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} \quad (5.11)$$

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta_k}$
Bâtiments en Acier	$0.0200 h_k$
Bâtiments en Béton Armé	$0.0150 h_k$
Bâtiment en PAF	$0.0100 h_k$
Bâtiments en Bois	$0.0150 h_k$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	$0.0100 h_k$

Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »

Table 5.2: Valeurs limites des déplacements inter-étages

Avec :

Où : h_k représente la hauteur de l'étage.

Avec : $\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$: $\delta_k = \frac{4.5}{1.2} \delta_{ek}$: $\delta_k = 3.75 \delta_{ek}$

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

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

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

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

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final

Etage	$\delta_{ek}^x (cm)$	$\delta_{ek}^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
9	5,45	7,19	2,32	3,04	4,59	Vérifié
8	4,83	6,38	2,41	3,17	4,59	Vérifié
7	4,19	5,53	2,48	3,27	4,59	Vérifié
6	3,52	4,66	2,50	3,29	4,59	Vérifié
5	2,86	3,78	2,42	3,15	4,59	Vérifié
4	2,21	2,94	2,30	2,99	4,59	Vérifié
3	1,60	2,15	2,06	2,68	4,59	Vérifié
2	1,05	1,43	1,74	2,31	4,59	Vérifié
1	0,58	0,82	1,30	1,76	4,59	Vérifié
RDC	0,24	0,35	0,89	1,30	6,12	Vérifié

e. Vérification du critère de l'effort normal réduit VOILE :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture Fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de Compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante

$$\left(v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.40$$

N_d : effort applique en flexion composée

B_c : section de voile $e \cdot L$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal pour les voiles.

Voile	Svoile [cm]	Nd	v	VRPA	Observations
VX (1/2/3/4/5/6)	20x385	6260,72	0,21	0,4	Vérifiée
VY (1/2/3/4)	20x310	5806,67	0,23	0,4	Vérifiée

Remarque :

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA2024 ».
- Les efforts normaux réduits (Poteau et voile) sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA2024 ».

f. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA2024"}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$K : V_K$: Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final.

Niveau	PK(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Hk(m)	θ_x	θ_y	Condition	Observation
9	5375,72	1946,14	1998,46	2,32	3,04	3,06	0,021	0,027	0,10	Vérifiée
8	10413,16	3410,25	3454,06	2,41	3,17	3,06	0,024	0,031	0,10	Vérifiée
7	15450,59	4519,96	4526,30	2,48	3,27	3,06	0,028	0,036	0,10	Vérifiée
6	20488,03	5419,10	5374,24	2,50	3,29	3,06	0,031	0,041	0,10	Vérifiée
5	25649,60	6180,86	6103,35	2,42	3,15	3,06	0,033	0,043	0,10	Vérifiée
4	30811,16	6849,44	6764,04	2,30	2,99	3,06	0,034	0,045	0,10	Vérifiée
3	36087,39	7431,16	7361,56	2,06	2,68	3,06	0,033	0,043	0,10	Vérifiée
2	41377,69	7911,35	7883,05	1,74	2,31	3,06	0,030	0,040	0,10	Vérifiée
1	46804,69	8268,77	8284,20	1,30	1,76	3,06	0,024	0,032	0,10	Vérifiée
RDC	52521,03	8474,34	8530,33	0,89	1,30	4,08	0,014	0,020	0,10	Vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

g. Vérification des conditions du facteur de comportement R :

Justification des voiles sous charges horizontale :

Sens X-X :

L'effort sismique total à la base de la structure $V_{Tot} = 8474.33$ kN.

L'effort sismique à la base repris par les Voiles $V_{VOILE} = 7109.55$ KN

$P_{VOILE} / P_{Tot} = 83.89 \% > 65\%$.

Sens Y-Y :

L'effort sismique total à la base de la structure $V_{Tot} = 8530.28$ kN.

L'effort sismique à la base repris par les voiles $V_{VOILE} = 6553.84$ kN

$P_{VOILE} / P_{Tot} = 76.83 \% > 65\%$.

Remarque :

La résistance à l'effort tranchant, a la base du bâtiment, dépasse 65 % de la résistance a l'effort tranchant du système structural dans son ensemble donc Système a contreventement mixte, équivalent à des voiles non justifie si change le système a Système de contreventement constitue par des voiles(système 5) $R=4,5$

IV.5.4. Conclusion :

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de :

- Comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ($=0.8*V_{(mse)}$) qui ne doit pas dépasser la résultante des forces à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort ($0.8*V_{(mse)}$) représente l'effort tranchant minimale.
- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet $P-\Delta$ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération du béton sous la composante verticale du séisme.
- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisi un facteur $R=4,5$

CHAPITRE V :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPALES

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. Introduction :

Notre structure est un ensemble de poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « BAEL 91 modif 99 » et « RPA 2024 ». Pour cela, on utilise l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS 18), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2. Ferrailage des poteaux :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une flexion composée due à un effort normal « N » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant « M » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristique du béton et acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bc} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,2	30	21,25	1	500	500

Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Situation durable :

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

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

Situation accidentelle (ELA) :

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

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

Avec :

G : charges permanentes.

Q : surcharges d'exploitations.

E : actions sismiques.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N^{\max}$; $M^{\text{correspondant}}$.
- $N^{\min}$; $M^{\text{correspondant}}$.
- $M^{\max}$; $N^{\text{correspondant}}$.

Recommandations du « BAEL91 modif 99 » :

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \max \begin{cases} A_s = 4 \times U \text{ (U: périmètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2\text{)} \\ 0.2 \% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5 \% \end{cases}$$

B : section brute du béton.

Recommandations du « RPA 2024 » :

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique VI :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

$A_{s \min} \geq 1\%$ (en zone VI)

$A_{s \max} \leq 4\%$ zone courante (Z.C).

$A_{s \max} \leq 8\%$ zone de recouvrement (Z.R).

Avec :

A_s : la section d'acier.

- Le diamètre minimal est de $\phi_1 = 12 \text{ mm}$.
- La longueur de recouvrement minimale de $l_R = 60 \times \phi_1$.
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 15 cm et ne doit pas être inférieur à 3.75 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau ou a et b.

V.2.2. Méthode de calcul :

On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu'on puisse vérifier si on aura un gain d'armature ou on généralise le ferrailage si la différence d'armature est petite.

On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires seulement si la différence d'armature n'est pas trop élevée.

Remarque : Le logiciel de **SOCOTEC** est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

Calcul des sections de ferrailage :

Situation durable : Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux suivant cas 01: $N^{\max}$, M^{corr}

Etage	Section (cm)	$N^{\max}(\text{kN})$	$M^{\text{corr}}(\text{kN.m})$	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}(\text{cm}^2)$	$A'_{s/\text{face}}(\text{cm}^2)$	$A_{s(RPA)}^{\min}(\text{cm}^2)$
RDC et 1 ^{er}	45×45	1753,99	-5,966	SEC	0	0	20,25
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	40×40	1390,21	13,78	SEC	0	0	16
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	35×35	1008,35	-3,36	SEC	0	0	12,25
6 ^{eme} au 9 ^{eme}	30×30	663,35	-3,5	SEC	0	0	9

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux suivant cas 02: $N^{\min}$, M^{corr}

Etage	Section	$N^{\min}(\text{kN.m})$	$M^{\text{corr}}(\text{kN})$	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}(\text{cm}^2)$	$A'_{s/\text{face}}(\text{cm}^2)$	$A_{s(RPA)}^{\min}(\text{cm}^2)$
RDC et 1 ^{er}	45×45	814,06	-5,70	SEC	0	0	20,25
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	40×40	595,64	-9,24	SEC	0	0	16
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	35×35	402,83	-10,99	SEC	0	0	12,25
6 ^{eme} au 9 ^{eme}	30×30	80,18	-12,41	SPC	0	0,1	9

Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux suivant cas 03: $M^{\max}$; N^{corr}

Etage	Section	$M^{\max}$ (kN)	N^{corr} (kN.m)	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A'_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	45×45	-39,82	980,52	SEC	0	0	20,25
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	40×40	-36,54	715,07	SEC	0	0	16
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	35×35	-38,46	484,53	SEC	0	0	12,25
6 ^{eme} au 9 ^{eme}	30×30	-41,28	102,55	SPC	0	2,67	9

Situation accidentelle :

Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux suivant cas 01: $N^{\max}$; M^{corr}

Etage	Section	$N^{\max}$ (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A'_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	45×45	1588,67	-77,33	SEC	0	0	20,25
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	40×40	1285,35	-70,68	SEC	0	0	16
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	35×35	922,29	-61,65	SEC	0	0	12,25
6 ^{eme} au 9 ^{eme}	30×30	578,76	-46,96	SEC	0	0	9

Tableau V.6 : Ferrailage des poteaux suivant cas 02 : $N^{\min}$; M^{corr}

Etage	Section	$N^{\min}$ (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A'_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	45×45	-177,88	80,43	SPC	6,89	0	20,25
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	40×40	-108,22	80,95	SPC	6,68	0	16
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	35×35	-45,84	89,73	SPC	7,54	0	12,25
6 ^{eme} au 9 ^{eme}	30×30	11,47	79,29	SPC	7,54	0	9

Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux suivant cas 03 : $M^{\max}$; N^{corr}

Etage	Section	$M^{\max}$ (kN)	N^{corr} (kN.m)	Sollicitation	$A_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A'_{s/\text{face}}$ (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	45×45	-144,50	1192,38	SEC	0	0	20,25
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	40×40	169,81	291,62	SPC	8,1	0	16
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	35×35	154,23	195,24	SPC	11,08	0	12,25
6 ^{eme} au 9 ^{eme}	30×30	-108,82	99,87	SPC	0	10,22	9

Choix des armatures :**Tableau V.8 :** Choix d'armatures verticales des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	45×45	6,89	20,25	4T20+4T16	20,61
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	40×40	8,1	16	8T16	16,08
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	35×35	11,08	12,25	4T16+4T12	12,56
6 ^{ème} , ... 9 ^{ème}	30×30	10,22	9	4T14+4T12	10,68

V.2.3. Vérifications :**Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Acier :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \xi = \text{Min} \{2/3 f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8 \times \xi$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.9 : Vérifications des contraintes de béton à l'ELS.

N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{corr}

Etage	Sections (cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kNm)	$A_s^{adopté}$ (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	45×45	1269,62	-4,29	20,61	74,2	250	4,98	18	Ok
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×40	1012,47	9,98	16,08	80	250	5,45	18	Ok
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	35×35	730,64	-2,67	12,56	71,2	250	4,8	18	Ok
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	30×30	481,18	-2,75	10,68	63,5	250	4,32	18	Ok

N_{min}^{ser} ; M_{cor}^{ser}

Etage	Sections (cm ²)	N_{min}^{ser} (kN)	M_{corr}^{ser} (kNm)	$A_s^{adopté}$ (cm ²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	45×45	593,83	-4,14	20,61	35,8	250	2,42	18	Ok
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	40×40	434,51	-6,71	16,08	36,1	250	2,49	18	Ok
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	35×35	293,94	-7,98	12,56	36	250	2,54	18	Ok
6 ^{eme} au 9 ^{eme}	30×30	58,89	-9,02	10,68	22,6	250	1,87	18	Ok

 M_{max}^{ser} ; N_{cor}^{ser}

Etage	Sections (cm ²)	M_{max}^{ser} (kNm)	N_{corr}^{ser} (kN)	$A_s^{adopté}$ (cm ²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	45×45	-28,69	714,78	20,61	54,9	250	3,9	18	Ok
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	40×40	-26,51	521,3	16,08	56,4	250	4,08	18	Ok
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	35×35	-27,92	353,32	12,56	62,6	250	4,67	18	Ok
6 ^{eme} au 9 ^{eme}	30×30	-30,04	75,34	10,68	60,8	250	5,59	18	Ok

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \{0.1 \times f_{c28} ; 4(\text{MPa})\} = 3 (\text{MPa})$$

Avec :

- 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.
- $\overline{\tau_u}$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le « BAEI91 modif 99 » :

- $\overline{\tau}_u = \text{Min} \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$ Fissuration peu nuisible.
- $\overline{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le « RPA 2024 » :

- $\overline{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$
- $\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda_g < 5$
- Λ : L'élancement du poteau $\Lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a}$
- L_f : Longueur de flambement.
- a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

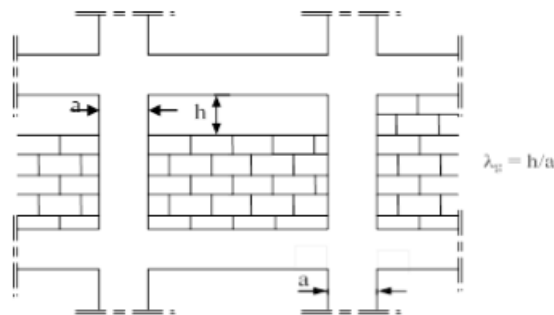


Figure V.1: Cas de constitution de poteau court, par hauteur insuffisante de la maçonnerie de remplissage

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.

Section (cm ²)	Tu (KN)	τ_u (MPa)	Λ	Pd	$\overline{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\overline{\tau}_u$ BAEL (MPa)	Observation
45×45	88,58	0,474	19,83	0,075	2,25	3	Ok
40×40	111,7	0,776	16,13	0,075	2,25	3	Ok
35×35	102,56	0,93	18,43	0,075	2,25	3	Ok
30×30	75,11	0,927	21,5	0,075	2,25	3	Ok

Ferrailage transversale des poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide *de* la forme :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e} \quad \begin{cases} S_t \leq \text{MIN} (0.9d ; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{MIN} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{MAX} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{MPa} \right) \end{cases}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
- ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$
- λ_g : L'élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq \min (b/3, 10\text{cm}, 6\phi_l) \dots\dots\dots$ Zone nodale (zone VI).
- $S_t \leq \min (b/2 ; h / 2 ; 10\phi_l) \dots\dots\dots$ Zone courante (zone VI).

Avec :

b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

Le pourcentage d'armatures transversales minimal ($\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$) est donné par :

- 0.3% si l'élancement $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si l'élancement $\lambda_g \leq 3$

Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : $3 < \lambda_g < 5$

Où : λ_g est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée;

L_f : longueur de flambement du poteau.

Tableau V.12 : Espacement des cadres des poteaux

Section (cm ²)	Ferrailage longitudinal	Øl	St (cm)	
			Z.N	Z.C
45×45	4T20+4T16	20	10	15
40×40	8T16	16	10	15
35×35	4T16+4T12	16	10	15
30×30	4T14+4T12	14	10	15

Choix d'armatures transversales :

Tableau V.13 : Choix d'armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	Zone	St (cm)	Tu (KN)	L _f	λ _g	ρ _a	A _t ^{cal} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	Choix	A _t ^{adp} (cm ²)
45×45	Z.N	10	88,58	2,86	6,36	2,5	1,08	1,35	4HA10	3,14
	Z.C	15					1,62	2,025	4HA10	3,14
40×40	Z.N	10	111,7	2,14	5,35	2,5	1,82	1,2	4HA10	3,14
	Z.C	15					2,73	1,80	4HA10	3,14
35×35	Z.N	10	102,56	2,14	6,11	2,5	1,68	1,05	4HA10	3,14
	Z.C	15					2,51	1,575	4HA10	3,14
30×30	Z.N	10	75,11	2,14	7,13	2,5	1,23	0,9	4HA10	3,14
	Z.C	15					1,84	1,35	4HA10	3,14

V.2.4. Schéma de ferrailage :

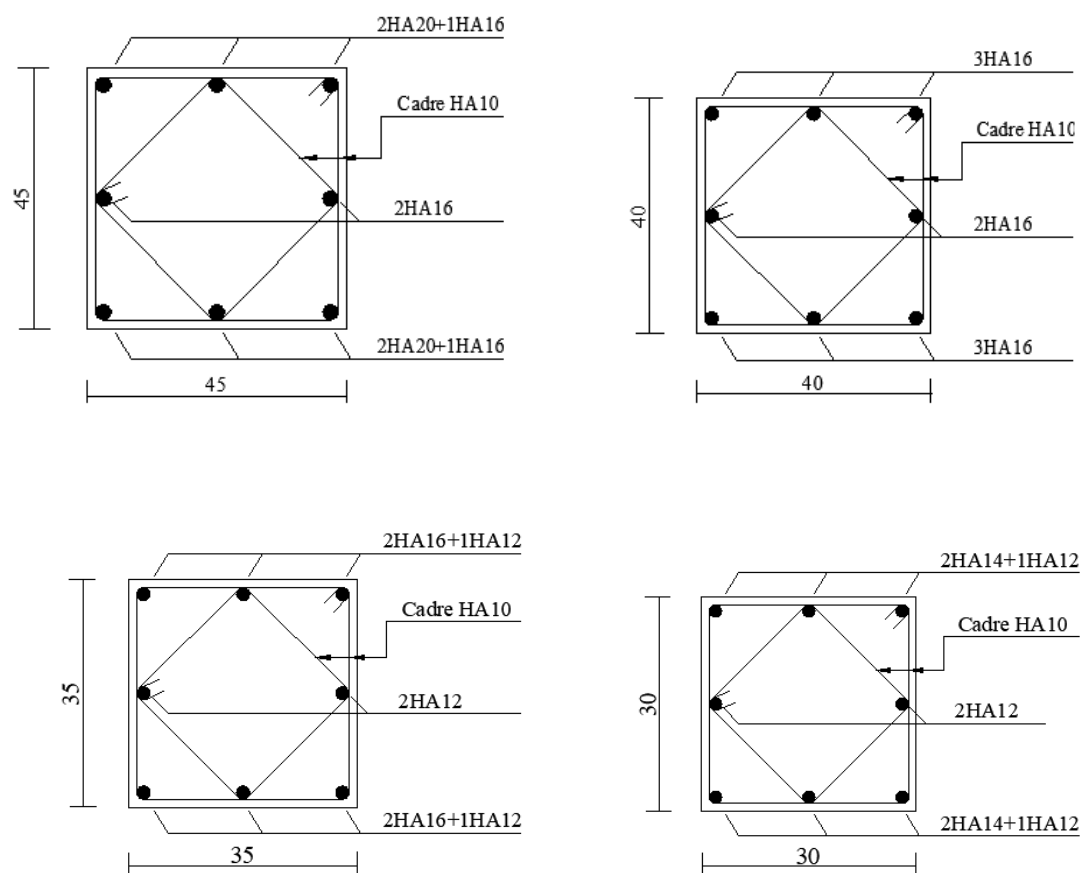


Figure V.2: Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

Selon CBA 93 :

Situation durable :

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

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

Selon RPA2024:

Situation accidentelle :

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

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

Recommandations selon RPA2024 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $60\varnothing$ en zone VI.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

Situation durable :

$$\text{Béton : } \gamma_b = 1,5 ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \gamma_s = 1,15 ; \text{FeE500} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa.}$$

Situation accidentelle :

$$\text{Béton : } \gamma_b = 1,2 ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa.}$$

$$\text{Acier : } \gamma_s = 1 ; \text{FeE500} ; \sigma_s = 500 \text{ MPa.}$$

V.3.2. Calcul de ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS**.

Ont disposé 4 types de poutres :

- Poutres principales 30x40 cm²
- Poutres secondaires 30x35 cm²

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Socotec) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Sens porteur :

Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.14 : Ferrailage des poutres porteuses

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
30x40	Travée	48.08	3.2
	Appui	-80.55	5.52

Situation accidentelle :

Tableau V.15 : Ferrailage des poutres porteuses

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
30x40	Travée	129.47	7.89
	Appui	-180.63	11.52

Sens non porteur :

Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.16 : Ferrailage des poutres non-porteuses

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
30x35	Travée	56.44	4.31
	Appui	-58.91	4.51

Situation accidentelle :

Tableau V.17 : Ferrailage des poutres non-porteuses

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
30x35	Travée	146.4	10.55
	Appui	-175.4	13.14

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.18 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

Section	Position	$A_{s \max \text{ zc}}$ (cm ²)	$A_{s \max \text{ zr}}$ (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (A_s)	$A_{s \max}^{\text{adp}}$ (cm ²)
30x40	Travée	48	72	6	7.89	3HA14+3HA12	8.01
	Appui	48	72	6	11.52	6HA16	12.06

Tableau V.19 : Choix des armatures pour les poutres non-porteuses

Section	Position	$A_{s \max \text{ zc}}$ (cm ²)	$A_{s \max \text{ zr}}$ (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (A_s)	$A_{s \max}^{\text{adp}}$ (cm ²)
30x35	Travée	42	63	5.25	10.55	3HA16+3HA14	10.65
	Appui	42	63	5.25	13.14	3HA20+3HA16	15.45

V.3.3. Vérifications :

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

Tableau V.20 : Vérification de la condition non fragilité

Section (cm ²)	A_s^{choisi} (cm ²)	$A_s^{\min}$ (cm ²)	Vérification
30x40	8.01	1.325	Vérifiée
	12.06		Vérifiée
30x35	10.65	1.159	Vérifiée
	15.45		Vérifiée

Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ($M_{\text{ser}}, N_{\text{ser}}$), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Acier.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ty}})\right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau V.21 : Vérification les poutres (30X40) à l'ELS

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	35.19	3.93	18	37.8	250	Vérifiée
Appui	-58.80	6.88	18	64.6	250	Vérifiée

Tableau V.22 : Vérification les poutres (30X35) à l'ELS

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	41.11	4.9	18	46.7	250	Vérifiée
Appui	-42.47	5.03	18	53.1	250	Vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}.$$

Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Section	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
30x40	86.48	0.720	3	Vérifiée
30x35	54.90	0.523	3	Vérifiée

Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE00 ($f_e=500\text{MPa}$).

$$\begin{aligned} \text{Selon le BAEL 91 modifié 99 : } \rightarrow & \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases} \\ \text{Selon le RPA 99 version 2024 : } \rightarrow & \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17,5\text{cm}; 6\phi_l\right) \dots\dots \text{Zone - nodale} \\ S'_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone - courante} \\ \text{ou : } S'_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \end{cases} \end{aligned}$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1\text{cm}.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 : Calcul des armatures transversales

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x40	86.48	0.720	36	10	20	10	20	1.8	4T8	2.01
30x35	54.90	0.523	31.5	8.75	17.5	8	15	1.35	4T8	2.01

Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 60Ø (zone VI).

L_r : Longueur de recouvrement.

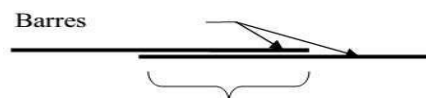
On a :

Ø=20mm..... L_r= 120cm

Ø=16mm..... L_r= 96cm

Ø=14mm..... L_r= 84cm

Ø=12mm..... L_r= 72cm



Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

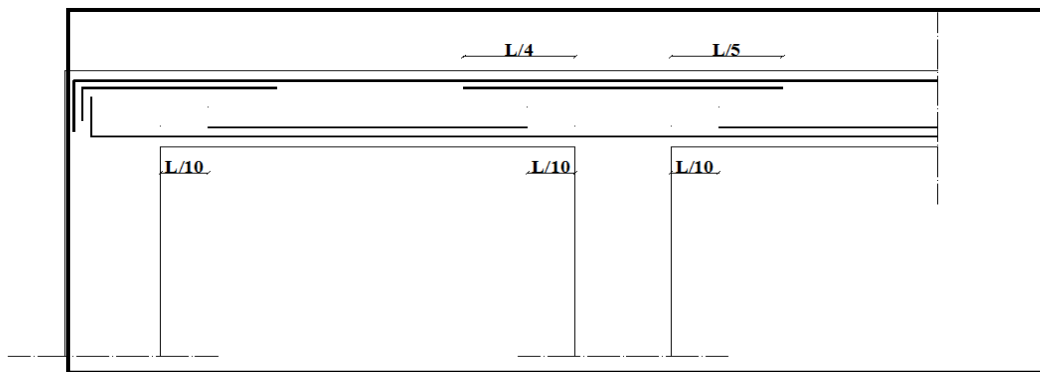


Figure V.3: Arrêt des barres.

Vérification de la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si} \quad L \leq 5,00\text{m}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si} \quad L \geq 5,00\text{m}$$

D'où :

$$\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0,77\text{cm}$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = 0,71\text{cm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées : $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$
- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées : $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Les calculs sont faits par un logiciel développé par Mr. TEBA.A. A

Les résultats sont récapitulés dans ces tableaux :


 Université Saad Dahleb Blida
 Département de Génie Civil

Calcul d'armatures pour les éléments soumis à la Flexion Simple selon BAEL91 m99
 Développé par : TEBA.A

Calcul ELU Ferrailage Contraintes ELS Flèche ELS

b = 30 cm $f_{c28} = 30$ MPa A's = 6,03 cm²
 h = 40 cm Ms = 35,81 kN.m A s = 8,01 cm²
 c = 2,5 cm Lo = 385 cm

Vérifier

$f_{instantanée}$: 2,63 mm $flèche$: 2,98 mm
 $f_{différée}$: 5,61 mm $flèche$: 7,70 mm

Tableau V.25 : Calcul de la flèche poutre 30X40



Université Saad Dahleb Blida
Département de Génie Civil



Calcul d'armatures pour les éléments soumis à la Flexion Simple selon BAEL91 m99

Développé par : TEBAA.A

Calcul ELU
Ferraillage
Contraintes ELS
Fèche ELS

b = 30 cm	$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$	$A's = 4,62 \text{ cm}^2$
h = 35 cm	$M_s = 41,11 \text{ kN.m}$	$A_s = 10,65 \text{ cm}^2$
c = 2,5 cm	$L_o = 355 \text{ cm}$	

Vérifier

$f_{\text{instantée}} : 3,02 \text{ mm}$	$f_{\text{lèche}} : 3,35 \text{ mm}$
$f_{\text{différée}} : 6,37 \text{ mm}$	$f_{\text{lèche}} : 7,10 \text{ mm}$

Tableau V.26 : Calcul de la flèche poutre 30X35

Conclusion :

La condition de la flèche est **vérifiée** pour les poutres 30X40 et 30X35.

V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres :

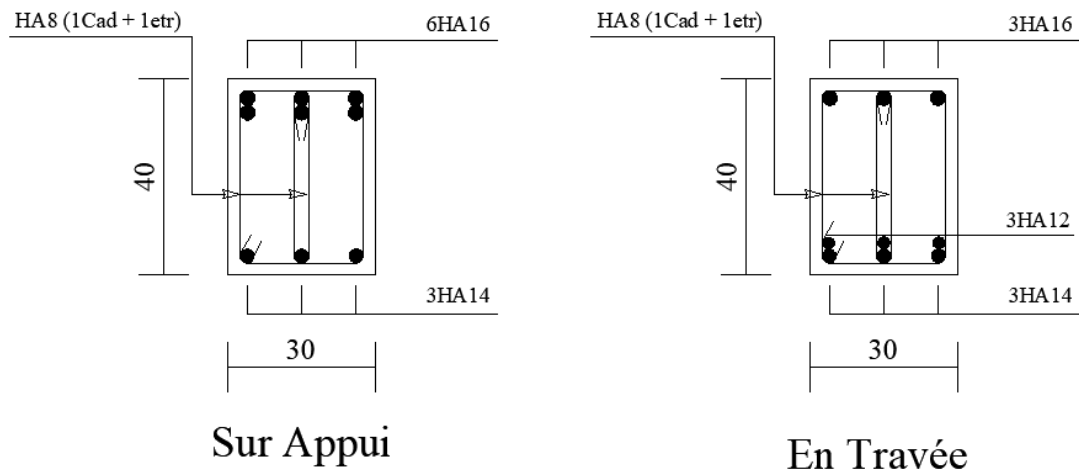


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses.

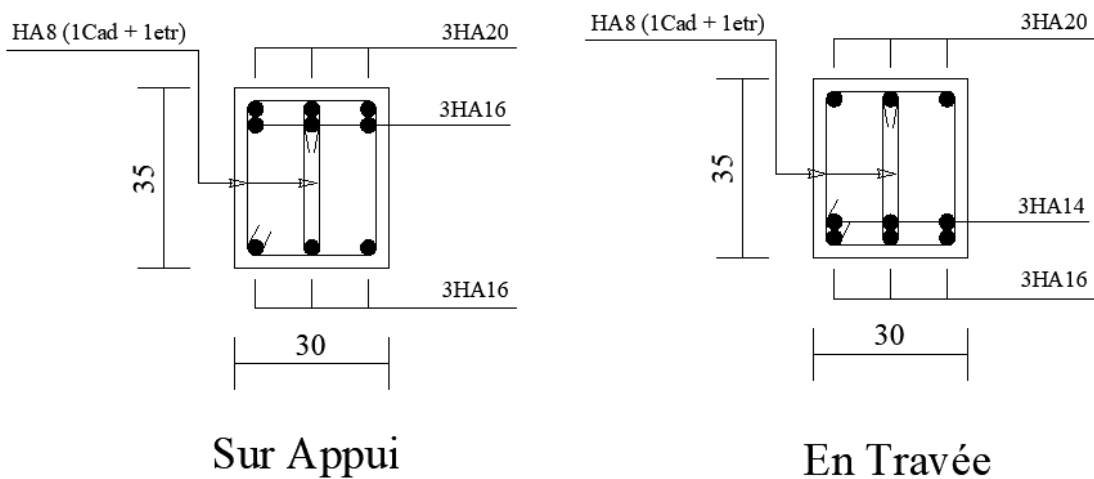


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres non-porteuses.

V.3. Ferrailage des voiles :**V.3.1 Introduction :**

Les voiles et murs sont des éléments de structure caractérisés par deux dimensions (hauteur et longueur) beaucoup plus grandes que la troisième, appelée épaisseur. Ils sont généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs

En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- Assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel, ..., et une protection incendie (coupe-feu).

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **RPA2024**.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ,a leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles

verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

V.3.2. Méthode de calcul selon RPA2024 :

a) Ferrailages des voiles et des trumeaux :

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Pour les voiles élancés (h_w/l_w est supérieur à 2.0), le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppe linéaire du diagramme de moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement d'une distance égale à la hauteur h_{cr} de la zone critique du mur.

Pour les voiles courts (h_w/l_w est inférieur à 2.0), il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissants résultants du calcul de structure.

La hauteur h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du mur est estimée comme suit (voir) :

$$h_{cr} = \max (l_w, h_w/ 6)$$

Avec :

h_e : hauteur libre de chaque niveau, et où la base est définie comme étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de murs périphériques adéquats.

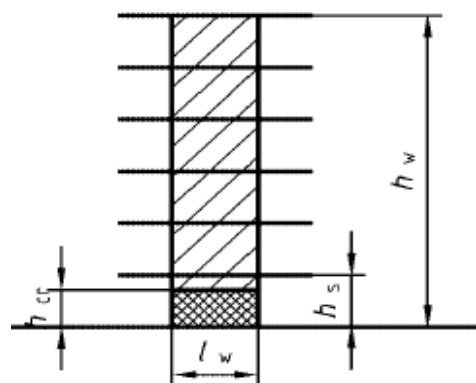


Figure V.6: Zone critique à la base du voile

b) Exigences de ductilité pour la zone critique

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur l_c mesurés à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à 0,2% (voir Figure 2.17). Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au mur. La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$$l_c \geq \max(0.15l_w, 1.5b_w)$$

Avec : x_u longueur de la zone comprimée, b_w largeur de l'âme du voile. L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

$$b_c \geq \max(20\text{cm} ; h_e / 15)$$

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égale à 0,5% de la surface de la zone confinée.

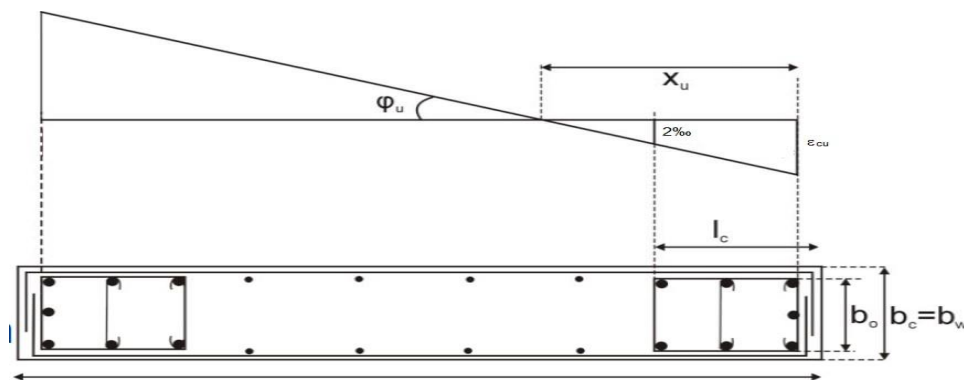


Figure V.7: Eléments de rive pour les voiles

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$S_t > \min(b_0 / 2, 20\text{cm}, 8d_{bl})$$

Avec

d_{bl} diamètre minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive.

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} doivent satisfaire :

$$A_t \geq 0.09 \cdot S_t b_c \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 \cdot S_t b_c \cdot \left(\frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

(A_g/A_{ch}) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

Au-dessus de la zone critique, et en respectant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. DTR-B.C.-2.41 "CBA 93").

c) Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

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).

d) Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule $\frac{A_h}{S} > \frac{\bar{V}}{zfe}$

Avec $\bar{V}$ effort tranchant de calcul.

$$z=0,9d$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%. De plus, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S > \min (1,5b_w, 25\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10$.

Règles communes

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

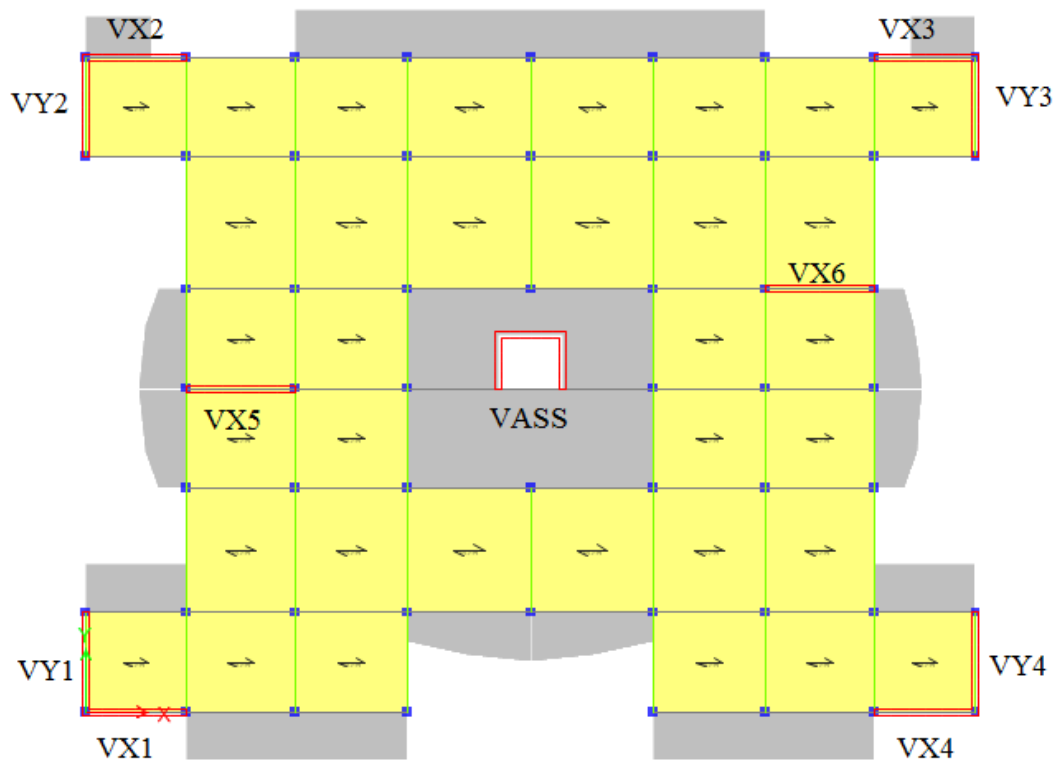


Figure V.8: Disposition des voiles

V.3.3. Exemple de calculer voile (VX6/VX5) :

On a: $h = 4.08\text{m}$, $h_p = 0.35\text{m}$ $\Rightarrow h_e = 3.73\text{m}$

$l_w = 3.4\text{m}$,

$b_w = 0.2\text{m}$, $h_w = 31.62\text{m}$,

Avec :

l_w : la longueur des voiles,

b_w : l'épaisseur des voiles,

h_e : la hauteur libre,

Exigence de ductilité pour la zone critique :

- La hauteur h_{cr} de la zone critique : $h_{cr} = \text{Max}(l_w, h_w/6) = 5.27\text{m}$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ 2 \times h_e \text{ (} n > 6 \text{ niveaux)} \end{cases} = \begin{cases} 6,8\text{m} \\ 7,46\text{m} \end{cases}$$

On prend : $h_{cr} = 5.27 \text{ m}$

- La longueur de l'élément de rive : (l_c)

- $l_c \geq \max(0.15l_w, 1.5b_w)$
- $l_c = \max(0.51, 0.3)$

On prend : $l_c = 0,55 \text{ m}$

- L'épaisseur de l'élément de rive (b_c) :

- $b_c \geq \max(20\text{cm}, h_e/20)$
- $b_c > \max(20\text{cm}, 18.65\text{cm})$

On prend : $b_c = 0.2 \text{ m}$

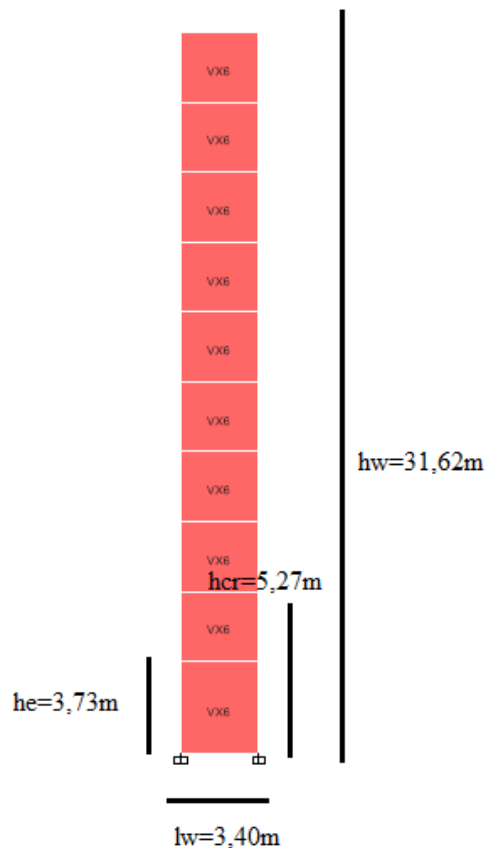


Figure V.9: la hauteur critique

V.3.4. Calcul de ferrailage :

Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée :

On calcule la section d'armatures nécessaire pour une section rectangulaire

$(l_w, b_w) \Rightarrow (3,4\text{m} ; 0,2\text{m})$

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant :

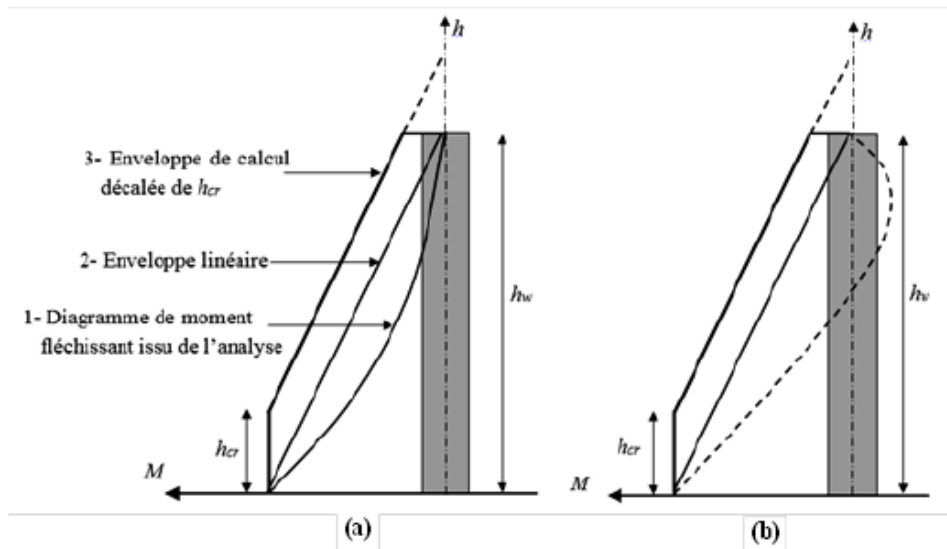


Figure V.10: L'enveloppe de calcul des voiles

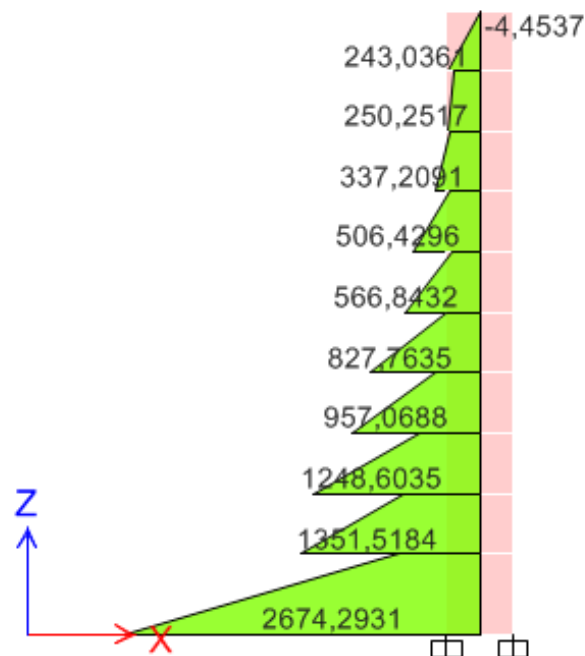
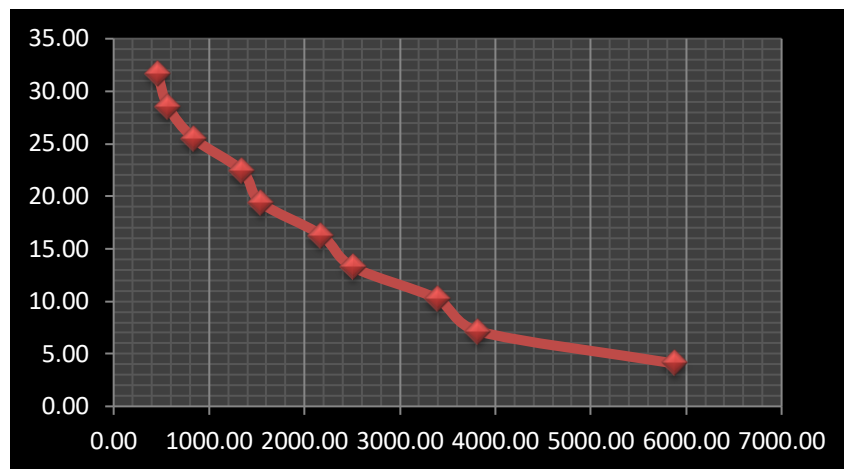


Figure V.11: Diagramme des moments

Tableau V.27 : les moments de chaque niveau

Niveau	Hauteur (m)	M _{max}
9	31,62	243,04
8	28,56	250,25
7	25,5	337,21
6	22,44	506,43
5	19,38	566,84
4	16,32	827,76
3	13,26	957,07
2	10,2	1248,60
1	7,14	1351,52
RDC	4,08	2674,29



FigureV.12: Moments en fonction de la hauteur

Calculer les moments avec fonction : $M_{\text{devl}} = AxZ + B$

Avec : $A = \frac{Mb - Mt}{h_{cr} - h_w}$, $Mb = 2674,29 \text{ KN.m}$, $Mt = 243,04 \text{ KN.m}$

$B = Mb - A \cdot h_{cr}$, $h_{cr} = 5,27 \text{ m}$, $h_w = 31,62 \text{ m}$, $Z = \text{niveau de l'étage}$

$A = -92,27$, $B = 3160,54$

$M_{\text{devl}} = -92,27 \cdot Z + 3160,54$

Tableau V.28 : Efforts et moments

Niveau	Hauteur (m)	M _{max}	M _{devl}	N(KN)
9	31,62	243,04	243,04	228,40
8	28,56	250,25	525,31	421,30
7	25,5	337,21	807,66	607,34
6	22,44	506,43	1090,00	785,05
5	19,38	566,84	1372,35	885,19
4	16,32	827,76	1654,69	1028,15
3	13,26	957,07	1937,04	1079,88
2	10,2	1248,60	2219,39	1202,32
1	7,14	1351,52	2501,73	1228,01
RDC	4,08	2674,29	2674,29	1366,61

Pour cet exemple : (la section d'armatures calculer par le logiciel **SOCOTEC**).

Tableau V.29 : Ferrailage des voiles (20X340)

NIV(m)	M _{devl}	N(KN)	S (cm)	As (cm ²)	Lc (m)	As ^{adp}	As
31,62	243,04	228,40	(20x340)	00	0,6	2*5T12 e=10cm	11,3
28,56	525,31	421,30	(20x340)	00	0,6	2*5T12 e=10cm	11,3
25,5	807,66	607,34	(20x340)	00	0,6	2*5T12 e=10cm	11,3
22,44	1090,00	785,05	(20x340)	00	0,6	2*5T12 e=10cm	11,3
19,38	1372,35	885,19	(20x340)	00	0,6	2*5T12 e=10cm	11,3
16,32	1654,69	1028,15	(20x340)	0.10	0,6	2*5T12 e=10cm	11,3
13,26	1937,04	1079,88	(20x340)	1.42	0,6	2*5T14 e=10cm	15,4
10,2	2219,39	1202,32	(20x340)	2.10	0,6	2*5T14 e=10cm	15,4
7,14	2501,73	1228,01	(20x340)	3.70	0,6	2*5T14 e=10cm	15,4
4,08	2674,29	1366,61	(20x340)	3.56	0,6	2*5T14 e=10cm	15,4

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

On vérifier : $\frac{A_{s\text{ choisie}}}{A_{Ac}} \times 100 > 0.5\%$,

A_{Ac} : section des armatures de la zone confiné

$$A_{Ac} = 20 \times 60 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$\frac{15.4}{1200} \times 100 = 1.28\% > 0.5\% \rightarrow ok$$

$$\frac{11.3}{1200} \times 100 = 0.94\% > 0.5\% \rightarrow ok$$

L'espacement vertical :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{2}, 20 \text{ cm}, 8d_l \right)$$

$$b_0 = b_w - \phi_l = 20 \text{ cm} - 1.4 = 18.6 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (9.3 \text{ cm}, 20 \text{ cm}, 12.32 \text{ cm})$$

On opte : $S_t = 10 \text{ cm}$

Les armatures de confinement dans les éléments de rive :

$$A_t = 0.09 S_t b_c \frac{F_{ch}}{F_e} = 0.09(100) \cdot (200) \cdot \frac{30}{500}$$

$$A_t > 1.08 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte comme un ferrailage dans les zones confinées 5T8=2.51cm².

Aciers horizontaux :

$$A_h = \frac{\bar{V} \cdot S_t}{z \cdot f_e}$$

$$\text{Avec : } \bar{V} = 1.4V_u$$

V_u = effort tranchant

$$Z = 0.9d : \text{avec } d = 0.9l_w = 3.06 \text{ m}$$

$$A_{hmin} = 0.2\% l_w \cdot b_w$$

Donc avec : $V_u = 617.92 \text{ kN}$

$$\bar{V} = 1.4 \times 617.91 = 865.07 \text{ kN}$$

$$S_t \leq \min(1.5b_w, 25) \Rightarrow S_t \leq \min(75, 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_h \geq \frac{865.07 \times 10^3 \times 150}{0.9 \times 3060 \times 500} = 0.94 \text{ cm}^2$$

- $A_{hmin} = 0.2\% (340) * 20$
- $A_{hmin} = 13.60 \text{ cm}^2$

Pour une distance de 100 cm on a : $2 * 7HA12 = 15.82 \text{ cm}^2$

V.3.4. Ferrailages des voiles :

Voile (VX1/VX2/VX3/VX4) :

Donnée : $h = 4.08\text{m}$, $h_p = 0.35\text{m} \Rightarrow h_e = 3.73\text{m}$

$l_w = 3.15 \text{ m}$,

$b_w = 0.2\text{m}$, $h_w = 31.62\text{m}$,

On prend: $h_{cr} = 5.27 \text{ m}$

On prend: $l_c = 0.50 \text{ m}$

On prend : $b_c = 0.2 \text{ m}$

Calculer les moments avec fonction :

$$M_{devl} = AxZ + B \Rightarrow$$

$$M_{devl} = -171.95Z + 5713.86$$

Tableau V.30 : Efforts et moment

Niveau	Hauteur (m)	M _{max}	M _{devl}	N(KN)
9	31,62	276,76	276,76	100,84
8	28,56	376,66	376,66	117,58
7	25,5	610,47	729,14	116,13
6	22,44	1014,76	1255,30	227,64
5	19,38	1275,97	1781,47	405,74
4	16,32	1875,62	2307,64	742,05
3	13,26	2243,10	2833,80	1082,05
2	10,2	2914,08	3359,97	1567,20
1	7,14	3188,81	3886,14	1940,82
RDC	4,08	4807,67	4807,67	2583,47

Résumé les calculer dans les tableaux suivants :

Tableau V.31 : Ferrailage des voiles (20X315)

NIV(m)	M _{devl}	N(KN)	S(cm)	A _s (cm ²)	Lc (m)	A _s ^{adp}	A _s
31,62	276,76	100,84	(20x315)	0.77	0,5	2*4T12 e=10cm	9.04
28,56	376,66	117,58	(20x315)	1.25	0,5	2*4T12 e=10cm	9.04
25,5	729,14	116,13	(20x315)	3.57	0,5	2*4T12 e=10cm	9.04
22,44	1255,30	227,64	(20x315)	6.00	0,5	2*4T12 e=10cm	9.04
19,38	1781,47	405,74	(20x315)	7.80	0,5	2*4T12 e=10cm	9.04
16,32	2307,64	742,05	(20x315)	8.23	0,5	2*4T14 e=10cm	12,32
13,26	2833,80	1082,05	(20x315)	8,83	0,5	2*4T14 e=10cm	12,32
10,2	3359,97	1567,20	(20x315)	8.37	0,5	2*4T14 e=10cm	12,32
7,14	3886,14	1940,82	(20x315)	9.18	0,5	2*4T14 e=10cm	12,32
4,08	4807,67	2583,47	(20x315)	11.36	0,5	2*4T14 e=10cm	12,32

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

$$A_{AC} = 20 * 50 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\frac{12.32}{1000} \times 100 = 1.23\% > 0.5\% \rightarrow ok$$

$$\frac{9.04}{1000} \times 100 = 0.904\% > 0.5\% \rightarrow ok$$

Les armatures de confinement dans les éléments de rive :

$$A_t = 0.09 \times S_t \times b_c \times \frac{F_{ch}}{F_e} = 0.09 \times 100 \times 200 \times \frac{30}{500}$$

$$A_t > 1.08 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte comme un ferrailage dans les zones confinées 4T8=2.01cm².

Aciers horizontaux :

$$A_h = \frac{\bar{V} \cdot S_t}{z \cdot f_e}$$

$$Z = 0.9d : \text{avec } d = 0.9l_w = 2.84\text{m}$$

$$A_{hmin} = 0.2\% l_w \cdot b_w$$

$$\text{Pour : } V_u = 1250.64 \text{ kN}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 1250.64 = 1750.90 \text{ kN}$$

$$S_t \leq \min(1.5b_w, 25) \Rightarrow S_t \leq \min(75, 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_h \geq \frac{1750.64 \times 10^3 \times 150}{0.9 \times 2840 \times 500} = 2.05 \text{ cm}^2$$

- $A_{hmin} = 0.2\% (315) \times 20$
- $A_{hmin} = 12.60 \text{ cm}^2$

Pour une distance de 100 cm on a : $2 \times 7\text{HA}12 = 15.82 \text{ cm}^2$

Voile (VY1/VY2/VY3/VY4) :

Donnée : $h = 4.08\text{m}$, $h_p = 0.35\text{m} \Rightarrow h_e = 3.73\text{m}$

$l_w = 3.10 \text{ m}$,

$b_w = 0.2\text{m}$, $h_w = 31.62\text{m}$,

On prend: $h_{cr} = 5.27 \text{ m}$

On prend: $l_c = 0.50 \text{ m}$

On prend : $b_c = 0.2 \text{ m}$

Calculer les moments avec fonction :

$$M_{devl} = AxZ + B \Rightarrow$$

$$M_{devl} = -205.58Z + 6963.34$$

Tableau V.32 : Efforts et moments

Niveau	Hauteur (m)	M_{max}	M_{devl}	N(KN)
9	31,62	463,04	463,04	90,24
8	28,56	569,02	1091,98	142,16
7	25,5	840,50	1721,05	244,26
6	22,44	1344,67	2350,12	478,93
5	19,38	1546,82	2979,20	732,07
4	16,32	2172,65	3608,27	1126,71
3	13,26	2510,49	4237,35	1516,92
2	10,2	3399,22	4866,42	2081,88
1	7,14	3824,25	5495,50	2514,18
RDC	4,08	5879,95	5879,95	3185,13

Tableau V.31 : Ferrailage des voiles (20X310)

NIV(m)	M _{devl}	N(KN)	S(cm)	As(cm ²)	Lc (m)	As ^{adp}	As
31,62	463,04	90,24	(20x310)	2.15	0,5	2×4T12 e=10cm	9.04
28,56	1091,98	142,16	(20x310)	5.48	0,5	2×4T12 e=10cm	9.04
25,5	1721,05	244,26	(20x310)	9.13	0,5	2×4T14 e=10cm	12.32
22,44	2350,12	478,93	(20x310)	11.28	0,5	2×4T14 e=10cm	12.32
19,38	2979,20	732,07	(20x310)	13.42	0,5	2×4T16 e=10cm	16,08
16,32	3608,27	1126,71	(20x310)	14.53	0,5	2×4T16 e=10cm	16,08
13,26	4237,35	1516,92	(20x310)	15.99	0,5	2×4T16 e=10cm	16,08
10,2	4866,42	2081,88	(20x310)	16.44	0,5	2×(2T20+2T16) e=10cm	20.6
7,14	5495,50	2514,18	(20x310)	18.45	0,5	2×(2T20+2T16) e=10cm	20.6
4,08	5879,95	3185,13	(20x310)	17.23	0,5	2×(2T20+2T16) e=10cm	20.6

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

$$A_{AC} = 20 \times 50 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\frac{20.6}{1000} \times 100 = 2.06 \% > 0.5\% \rightarrow ok$$

$$\frac{16.08}{1000} \times 100 = 1.608 \% > 0.5\% \rightarrow ok$$

$$\frac{12.32}{1000} \times 100 = 1.23\% > 0.5\% \rightarrow ok$$

$$\frac{9.04}{1000} \times 100 = 0.904 \% > 0.5\% \rightarrow ok$$

Les armatures de confinement dans les éléments de rive :

$$A_t = 0.09 \times S_t \times b_c \times \frac{F_{ch}}{F_e} = 0.09 \times 100 \times 200 \times \frac{30}{500}$$

$$A_t > 1.08 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte comme un ferrailage dans les zones confinées 4T8=2.01cm².

Aciers horizontaux :

$$A_h = \frac{\bar{V} \cdot S_t}{z \cdot f_e}$$

$$Z = 0.9d : \text{avec } d = 0.9l_w = 2.79\text{m}$$

$$A_{hmin} = 0.2\% l_w \cdot b_w$$

CHAPITRE VI :

ETUDE DES FONDATIONS

Chapitre VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) dans le sol de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

VI.2. Fonctions assurées par les fondations

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.3. Choix de type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.

VI.4. Calcul des fondations

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$N_{max} = 2036,53 \text{ KN}$ (d'après ETABS)

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

VI.4.1. Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique. C'est-à-dire que le rapport de A sur B est égal au rapport de a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

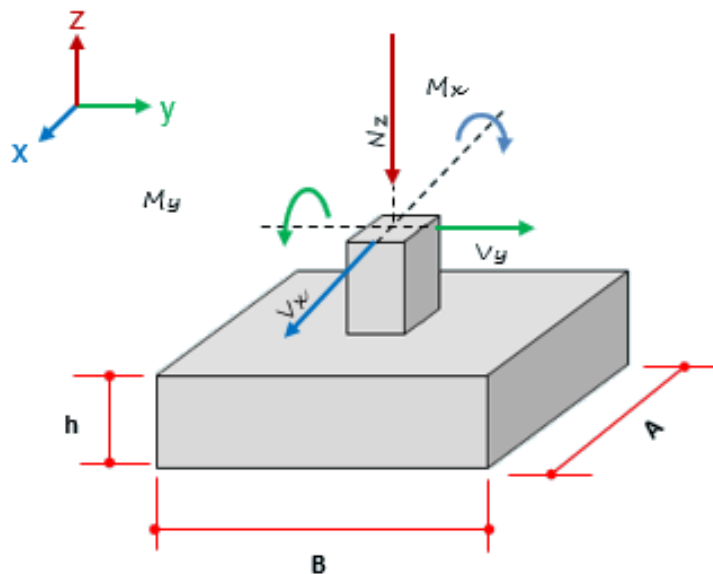


Figure VI.1: Semelle isolée sous poteau.

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- $A = \sqrt{S}$
- $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_s = N_G + N_Q = 2036,53 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{semelle} = \frac{2036,53}{200} = 10,18 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S} = 3,19 \text{ m}$$

On prend : $A = B = 3,5 \text{ m}$

Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

- L_{min} : l'entraxe minimum entre deux poteaux. ($L_{min} = 4,00 \text{ m}$).
- $A = B = 3 \text{ m}$

$$1,5 \times B = 5,25 \text{ m} \geq L_{min} = 3,10 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.4.2. Semelles filantes

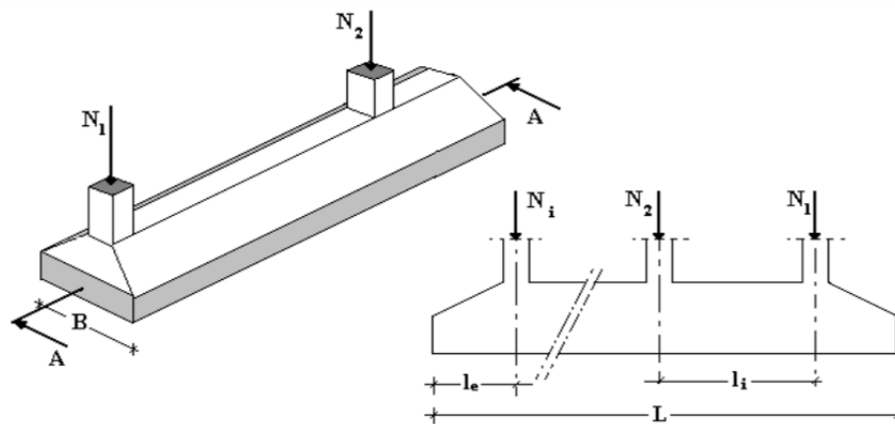


Figure VI.2: Semelles filantes sous poteaux.

a. Hypothèse de Calcul

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.
- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent sur le même axe.

b. Étapes de Calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_{si}$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}} \Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts des sections des semelles et des efforts sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Récapitulatif des sections de semelles filantes et des efforts normaux

Semelles filantes					
Files	N	L(m)	B(m)	B choisie (m)	S (m ²)
1	8961,7905	27,8	1,61	2	55,6
2	10470,022	27,8	1,88	2	55,6
3	8519,0337	21,5	1,98	2	43
4	7063,4426	21,5	1,64	2	43
5	9107,0784	21,5	2,12	2,5	53,75
6	10239,126	27,8	1,84	2	55,6
7	10021,093	27,8	1,80	2	55,6
					ΣS = 362,15

c. Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{362,15}{510,66} = 70,91\% > 50\%$$

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude du radier général.

Conclusion :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ❖ Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- ❖ La réduction des tassements différentiels.
- ❖ La facilité d'exécution.

VI.4.3. Radier général :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle sera raidie par des nervures croisées.

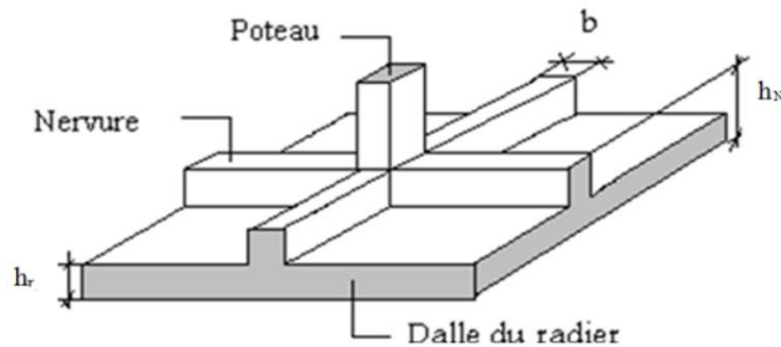


Figure VI.3: Radier général nervuré

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

a. Pré dimensionnement du radier :

Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- $N_{ser} = 67987,57\text{kN}$ (Obtenu à partir du ETABS).
- $\sigma_{sol} = 2.00\text{bars}$

$$S_{nec} \geq 339.94 \text{ m}^2$$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment ($510,66 \text{ m}^2$).

La surface totale du radier devient $S_{rad} = 510,66\text{m}^2$

Epaisseur de la dalle :

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 4,15m \quad ; \quad 16,6cm \leq h_1 \leq 20,75 cm \rightarrow h_1 = 20cm$$

On prend : $h_{min} = 40 cm$

Condition de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\begin{smallmatrix} 0,1 \\ 4 \end{smallmatrix} f_{c28}\right) = 3 MPa$

Avec :

- $T_u = \frac{q \times L}{2}$
- $q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}}$
- $N_u = 93545,65 \text{ kN}$

Donc on a :

- $L = 4.15m$
- $b_{sf} = 1 m$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 13,9 cm$$

Le choix final :

$$h \geq \max(h_1; h_2) = 40 cm$$

b. Dimensionnement des nervures :

Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{415}{10} = 41,5 cm$$

Donc on opte $b = 45 cm$

Hauteur de la nervure :

Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

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

On a :

$$L_{max} = 4.15 \text{ m}$$

$$27,67 \text{ cm} < h_n < 41,5 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 40 \text{ cm}$$

Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000 \text{ MPa}$).

b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1 \text{ m}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour **K** les valeurs suivantes :

- $K=0,5 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K = 4 [\text{kg/cm}^3]$$

$$L_{max} = 4.15 \text{ m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 4150}{\pi} \right)^4}{32000}} \Rightarrow h_n \geq 66,41 \text{ cm} \Rightarrow h_2 = 70 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2) \geq \text{Max}(45; 70) = 70 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 0,70 \text{ m}$

Le choix :

- Épaisseur de la dalle du radier $h = 40 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 70 \text{ cm} \\ b = 45 \text{ cm} \end{cases}$

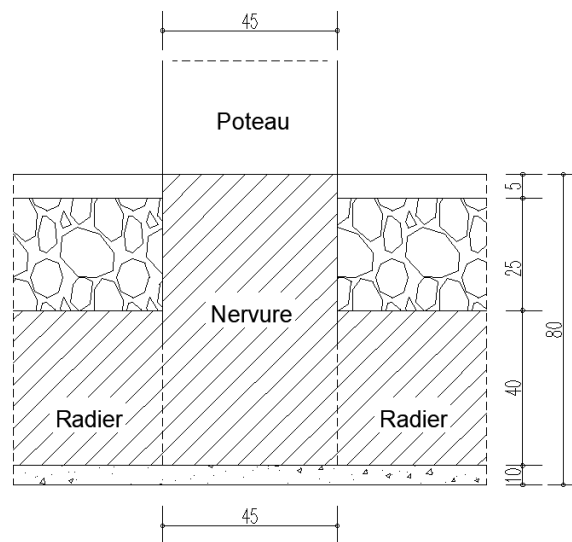


Figure VI.4: Coupe du radier nervuré

Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$X_G = 14,17 \text{ m}$$

$$Y_G = 10,51 \text{ m}$$

b. Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 77038,61 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 128817,40 \text{ m}^4$$

VI.4.4. Vérifications :**Vérification de la stabilité du radier :**

Selon RPA2024 on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$
- M_0 : Moment à la base de la structure.
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

On a :

$$N_1 = 56238,08 \text{ kN}$$

$$N_2 = 5106,6 \text{ kN}$$

$$N = 61389,68 \text{ kN}$$

Sens x :

- $M_{0x} = 88600,50 \text{ kN.m}$
- $V_{0y} = 8215.82 \text{ kN}$
- $h = 3,76 \text{ m}$
- $B_x = 27,8 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 119461,98 \text{ kN.m}$$

$$e_x = \frac{M_r}{N} = 1,95 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 6,95 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y :

- $M_{0y} = 118921,94 \text{ kN.m}$
- $V_{0y} = 8215.74 \text{ kN}$
- $h = 3,76 \text{ m}$
- $B_y = 20.45 \text{ m}$

Donc :

$$M_R = 149813,12 \text{ kN.m}$$

$$e_y = \frac{M_r}{N} = 2,44 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 5,11 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes sous le radier :

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

Sollicitation du premier genre :

A L'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{67987,57}{510,66} = 133,14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 133,14 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

$$\begin{aligned} - \sigma_1 &= \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y \\ - \sigma_2 &= \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y \end{aligned}$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

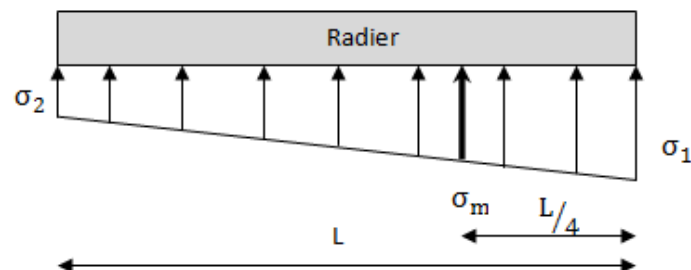


Figure VI.5: Sollicitation du radier

A L'ELU :

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q = 93545,65 \text{ kN}$$

- M : Moment de renversement :

$$M_{r \text{ x-x}} : 119461,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{r \text{ y-y}} : 149813,12 \text{ kN.m}$$

$$I_{xx} = 77038,61 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 128817,40 \text{ m}^4$$

$$S_{rad} = 510,66 \text{ m}^2$$

Tableau VI.2: Contrainte sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	205,16	161,20	194,17
Sens y-y	195,41	170,96	189,30
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

A L'ELS :

$$- N_s = G + Q = 67987,57 \text{ kN}$$

Tableau VI.3: Contrainte sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	155,12	111,16	144,13
Sens y-y	145,36	120,91	139,25
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 194,17 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 144,13 \text{ kN/m}$$

VI.4.5. Ferrailage de la dalle du radier :**Valeurs de la pression sous radier :**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 194,17 \text{ kN /m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 144,13 \text{ kN /m}$$

Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

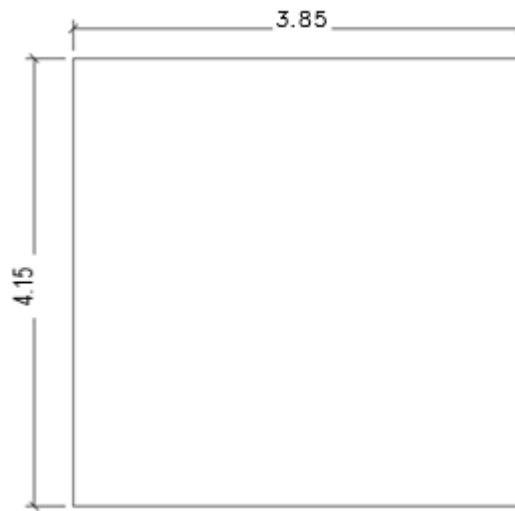


Figure IVI.6 : Panneau de la dalle du radier.

Calcul des moments :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0.2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans « BAEL91 modifié 99 ».

$$\rho = 0,93 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0428 \times 194,17 \times 3,85^2 = 123,18 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0,8450 \times 123,18 = 104,09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 104,703 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 88,48 \text{ KN.m}$$

– Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 36,95 \text{ KN.m (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 61,59 \text{ KN.m (appui intermédiaire)}$$

Ferraillage de la dalle :

$$b = 100\text{cm} ; h = 40\text{cm} ; d = 36\text{cm} ; f_e = 500\text{MPa} ; f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_{t28} = 2.4\text{MPa} ;$$

$$\sigma_s = 435\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Ferraillage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	X-X	104,703	6,86	5HA16	10,05
	Y-Y	88,48	5,77	5HA16	10,05
Appui	Rive	36,95	2,38	5HA16	10,05
	Intermédiaire	61,59	3,99	5HA16	10,05

Vérifications nécessaires :

a. Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

– Sens X-X : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ on opte pour $S_t = 20\text{cm}$

– Sens Y-Y : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ on opte pour $S_t = 20\text{cm}$

b. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 3.97 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 10,05 \text{ cm}^2 > 3,97 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En travée : $A_s = 10,05 \text{ cm}^2 > 3,97 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

c. Vérification des contraintes à l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par : Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$, Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.7 : Vérification des contraintes de béton a l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	X-X	90,8	5HA16	5,53	18	Vérifié
	Y-Y	81,17	5HA16	4,94		Vérifié
Appui	Rive	32,05	5HA16	1,95		Vérifié
	Intermédiaire	53,41	5HA16	3,25		Vérifié

Tableau V.8 : Vérification des contraintes d'acier a l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	Observation
Travée	X-X	90,8	5HA16	43,3	250	Vérifié
	Y-Y	81,17	5HA16	38,7		Vérifié
Appui	Rive	32,05	5HA16	15,3		Vérifié
	Intermédiaire	53,41	5HA16	25,5		Vérifié

d. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \text{ Avec : } T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{194,17 \times 4,15}{2} = 402,90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{402,90 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,12\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3\text{MPa} \dots \dots \dots \text{verifier}$$

Schéma de ferrailage :

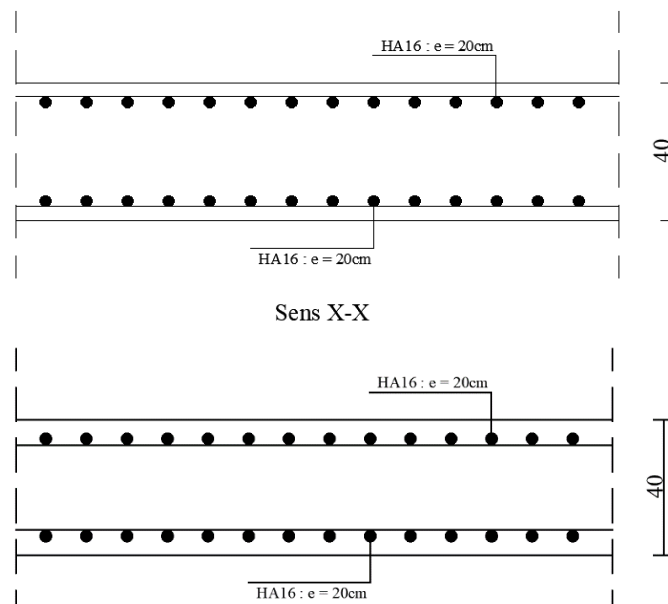


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier

VI.4.6. Ferrailage des nervures :**Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « BAEL91 modifié 99 »

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{194,17 \times 4,15^2}{8} = 418,01 \text{ KN.m ;}$$

$$\begin{cases} \text{en travée : } M_t = 0.85M_0 \\ \text{sur appuis : } M_a = 0.50M_0 \end{cases}$$

Calcul des armatures :

La longueur maximale dans le sens X-X et dans le sens Y-Y est la même donc on généralise les armatures de nervures pour les deux sens.

$$b = 45\text{cm} ; h = 70\text{cm} ; d = 63\text{cm} ; f_e = 500\text{MPa} ; f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_{t28} = 2.4\text{MPa} ;$$

$$\sigma_s = 435\text{MPa} ; L = 4,15\text{m} ; q = 194,17\text{KN/ml}$$

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures.

	$M_u(\text{KN.m})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	355,31	13,99	8HA16	16,08
Appuis	209,01	7,96	4HA16	8,04

Vérifications nécessaires :**a. Condition de non fragilité [2] :**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 3.12 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 16,08 \text{ cm}^2 > 3.12 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En travée : $A_s = 8,04 \text{ cm}^2 > 3.12 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b. Vérification des contraintes à l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par : Béton : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$, Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.10: Vérification des contraintes de béton à l'ELS.

	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	264,21	8HA16	8,64	18	Vérifiée
Appuis	155,42	4HA16	7,23		Vérifiée

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes d'acier à l'ELS.

	M (KN.m)	Choix de la section	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	Observation
Travée	264,21	8HA16	82,9	250	Vérifiée
Appuis	155,42	4HA16	59,1		Vérifiée

c. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2] :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 3 MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \text{ Avec : } T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{194,17 \times 4,15}{2} = 402,90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{402,90 \times 10^3}{450 \times 630} = 1,42 MPa < \overline{\tau}_u = 3 MPa \dots \dots \dots \text{verifier}$$

Armatures transversales :

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} S_t = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 MPa\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5\text{cm}; 6\phi_l\right) \dots\dots \text{Zone-nodale} \\ S'_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone-courante} \\ \text{ou : } S'_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{MIN}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 8,57\text{cm} \dots \text{on prend: } \phi_t = 10\text{mm}$$

Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3\text{cm}^2/\text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 70\text{cm}; A_p = 3 \times 0,7 = 2,1\text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_p = 3\text{HA}12 = 3,39\text{ cm}^2$$

Schéma de ferrailage :

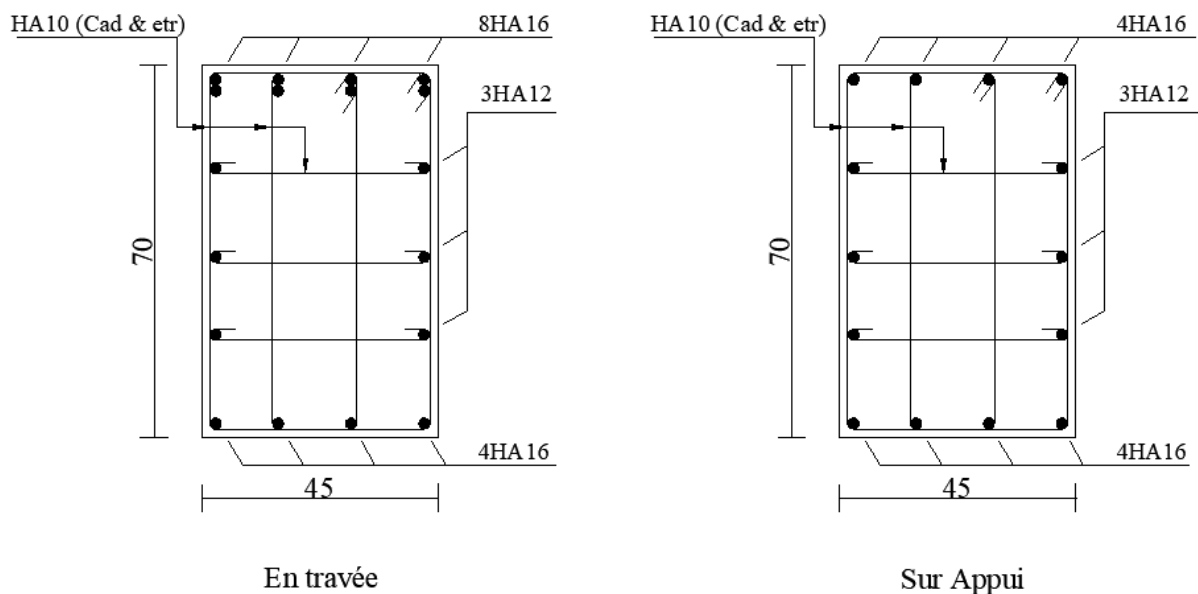


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de la nervure

V.5. Voile périphérique :

V.5.1. Introduction :

La structure étudiée intègre un voile périphérique de soutènement qui s'élève depuis le niveau des fondations jusqu'au plancher du RDC. Grâce à sa rigidité élevée, ce voile assure la stabilité globale de l'ensemble de la construction en formant, avec les fondations et les planchers des RDC, un caisson rigide et indéformable. Ce dispositif structurel joue un rôle essentiel dans la transmission des charges et la résistance aux efforts horizontaux.

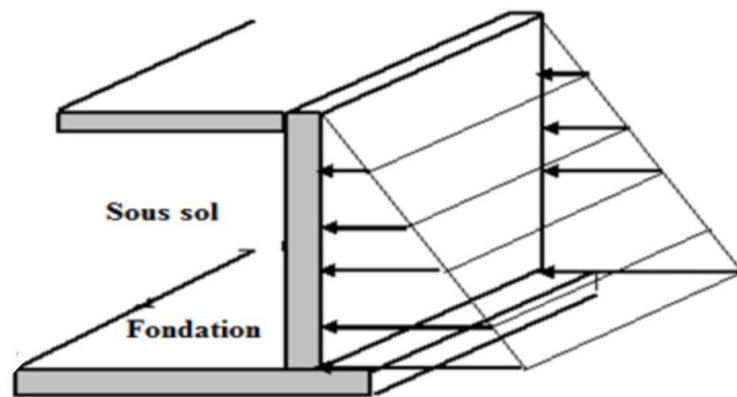


Figure VI.9: Evaluation des charges.

V.5.2. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 3,06 \text{ m}$; $L_y = 4,15 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$

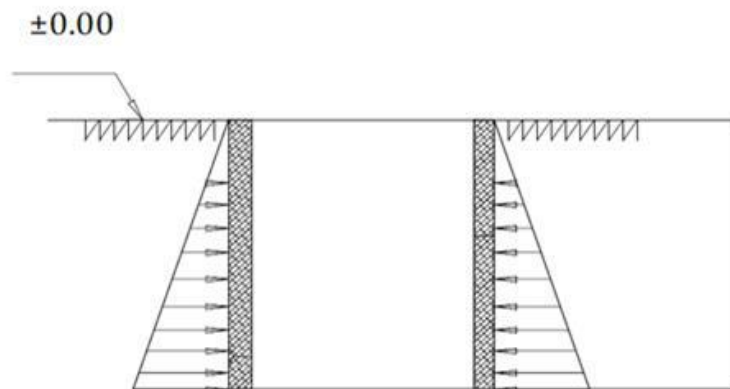


Figure VI.10: Poussées des terres.

La charge des poussées des terres est donné par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : contrainte sur une bande de 1m.

γ : poids spécifique des terres ($\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$).

h : hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26.69^\circ \rightarrow A = f(\varphi) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.380$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 23,84 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_u = 1.35 \times 23.84 = 32,18 \text{ KN/ml}$$

Efforts dans le voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{4,15} = 0,74 > 0.4 \rightarrow \text{le voile travaille dans les deux sens :}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0.2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans « **BAEL91 modifié99** ».

$$\rho = 0,74 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0633 \times 32,18 \times 3,06^2 = 19,07 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0,4938 \times 19,07 = 9,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– **Moments en travées :**

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0.85 M_x = 16,21 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0.85 M_y = 8,01 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

– **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 9,54 \text{ KN.m}$$

V.5.3. Ferrailage du voile périphérique :

$$b = 100\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; d = 18\text{cm} ; f_e = 500\text{MPa} ; f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_{t28} = 2.4\text{MPa} ;$$

$$\sigma_s = 435\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	$M_u(KN.m)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	X-X	16,21	2,10	7T12	7,92
	Y-Y	8,01	1,03	7T12	7,92
Appui	X-X/Y-Y	9,54	1,5	7T12	7,92

V.5.4. Vérifications :**Condition exigée par le RPA99/version2024 :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$\begin{cases} A_L \geq 0.1 \times 20 \times 100 \div 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \\ A_T \geq 0.1 \times 20 \times 100 \div 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifié} \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm. D'après le « BAEL91 modifié 99 ».

$$\text{On a : } 12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm} ; h = e = 20\text{cm} ; b = 100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \times \frac{bh}{2} \\ A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0.0006 \text{ Pour les barres de FeE500}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0006 \times (3 - 0,74) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1,36\text{cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1,2\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **En travée :** $\begin{cases} A_x = 7,92\text{cm}^2 > A_x^{min} = 1,36\text{cm}^2 \Rightarrow \text{verifié} \\ A_y = 7,92\text{cm}^2 > A_y^{min} = 1,20\text{cm}^2 \Rightarrow \text{verifié} \end{cases}$
- **En appuis :** $\begin{cases} A_x = 7,92\text{cm}^2 > A_x^{min} = 1,39\text{cm}^2 \Rightarrow \text{verifié} \\ A_y = 7,92\text{cm}^2 > A_y^{min} = 1,20\text{cm}^2 \Rightarrow \text{verifié} \end{cases}$

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.5 MPa$

$$T_x = \frac{Q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{32,18 \times 3,06 \times 4,15}{2 \times 3,06 + 4,15} = 39,79 KN$$

$$T_y = \frac{Q_u L_x}{3} = \frac{32,18 \times 3,06}{3} = 32,82 KN$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 39,79 KN$$

$$\tau_u = \frac{39,79 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.22 MPa < \bar{\tau}_u = 1.5 MPa \Rightarrow \text{vérifié}$$

Vérification a l'ELS :**Evaluation des sollicitations a l'ELS :**

$$Q_{ser} = Q = 23,84 KN/m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{4,15} = 0,74 > 0.4 \rightarrow \text{le voile travaille dans les deux sens :}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0.2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans « BAEL91 modifié99 ».

$$\rho = 0,74 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0697 \\ \mu_y = 0,6315 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0697 \times 23,84 \times 3,06^2 = 15,56 KN.m \\ M_y = \mu_y M_x = 0,6315 \times 15,56 = 9,83 KN.m \end{cases}$$

– Moments en travées :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0.85 M_x = 13,23 KN.m \\ M_{ty} &= 0.85 M_y = 8,36 KN.m \end{aligned}$$

– Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 7,78 KN.m$$

Vérification des contraintes :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par : Béton : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$, Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Observation
Travée	X-X	13,23	7T12	2,57	18	Vérifié
	Y-Y	8,36	7T12	1,62		Vérifié
Appuis	X-X/Y-Y	7,78	7T12	1,51		Vérifié

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes de l'acier à l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	Choix de la section	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Observation
Travée	X-X	13,23	7T12	22,9	250	Vérifié
	Y-Y	8,36	7T12	14,4		Vérifié
Appuis	X-X/Y-Y	7,78	7T12	13,4		Vérifié

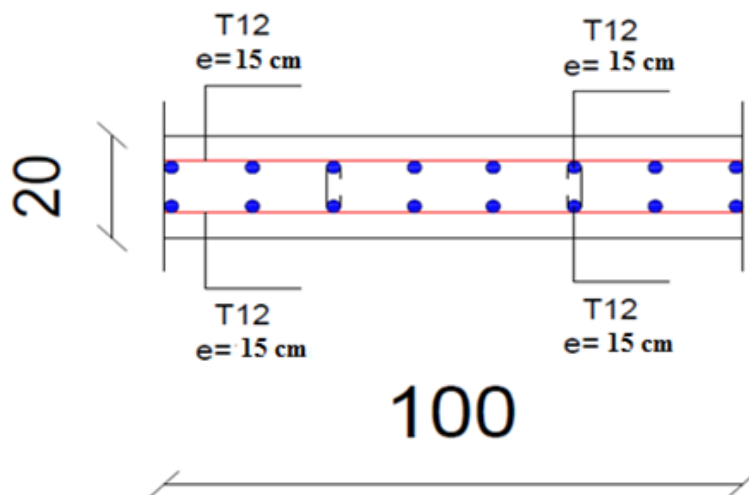
V.5.5. Schéma de ferrailage :

Figure VII.11: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion Générale :

La réalisation de ce projet de fin d'études a représenté une expérience à la fois formatrice et enrichissante. Elle nous a permis de mettre en pratique un large éventail de connaissances acquises tout au long de notre cursus à l'Université Saad Dahlab – Blida 1.

Les principaux points tirés de cette étude sont les suivants :

Nous avons constaté que le pré-dimensionnement joue un rôle essentiel dans les différentes vérifications, notamment en ce qui concerne les efforts normaux réduits et l'analyse dynamique.

Cette étude nous a permis de nous familiariser avec les exigences spécifiques à chaque élément structural, telles que définies par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024).

La structure étudiée présente une régularité en plan, mais une irrégularité en élévation, ce qui a nécessité des ajustements spécifiques.

Dans le cadre de l'étude sismique et dynamique, nous avons renforcé la stabilité de l'ouvrage en ajoutant des voiles et en augmentant les sections des poteaux.

La modélisation de la structure a été réalisée principalement à l'aide du logiciel ETABS V18, bien que certains éléments comme les escaliers et l'acrotère aient été dimensionnés manuellement.

Nous avons compris que la disposition des voiles est un facteur bien plus déterminant que leur simple quantité. C'est pourquoi nous les avons judicieusement placés aux extrémités de la structure pour en optimiser la performance.

Pour le ferrailage des voiles, nous avons appliqué la nouvelle méthode introduite dans le RPA 2024, ce qui nous a permis de mieux comprendre l'évolution des normes.

L'utilisation d'ETABS s'est révélée indispensable compte tenu de la complexité des calculs structurels nécessaires.

Concernant les fondations, les charges importantes et les faibles trames nous ont conduits à opter pour un radier nervuré, en raison de l'impraticabilité de solutions en semelles isolées ou filantes.

En définitive, ce projet nous a permis d'aborder concrètement la complexité de l'ingénierie sismique, tant sur le plan théorique que pratique, en nous confrontant aux exigences normatives et aux contraintes de modélisation et de dimensionnement. Il constitue une étape majeure dans notre parcours de formation d'ingénieur

Bibliographie :

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes **RPA 2024** (DTR – B.C 2.48).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA93** (DTR – B.C. 2-41).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C. 2.2**).

Cours et documents :

- Cours du béton armé (3^{ème} ; 4^{ème} année).
- Cours de la dynamique des structures (4^{ème} année).
- Cours de la résistance des matériaux (2^{ème} ; 3^{ème} ; 4^{ème} année).
- Cours de parasismique (5^{ème} année).
- Cours de fondation (4^{ème} année).
- Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études.
- Mémoire fin d'étude de l'étudiante MEDJALDI. N (Université Saad Dahleb)

Logiciels :

- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel ETABS
- Logiciel SOCOTEC
- Logiciel de calcul développé par Mr. TEBA