

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de -BLIDA 1-
Faculté De Technologie
Département De génie civil



Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme du Master

Option : structure

Thème

**Étude d'un bâtiment (R+15+entre sol) siege de l'AADL
a Alger**

Présenté par :

DOUIFI Ahmed Imed Eddine

Encadré par :

Dr. FZ HALFAYA

BOUKADA Abderakib

2023 - 2024

Remerciement

Nous adressons nos remerciements à notre professeur et notre encadreur Dr Fatma Zohra HALFAYA qui nous a donné « the Golden Opportunity » pour faire ce mémoire. Merci pour vos précieux conseils et vos compétences techniques, vos encouragements, vos orientations. Merci pour votre gentillesse, et votre aide qui nous a permis de finaliser ce travail. Merci pour votre contribution que nous avons permis de l'accomplir.

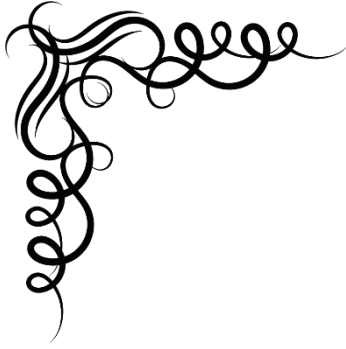
Nous tenons à remercier aussi Monsieur RABAHALLAH Oussama, ingénieur à la SETAM pour son aide, sa gentillesse, pour tous ses conseils, son encouragement et aussi d'avoir suivi activement la progression de notre travail.

Nous remercions tous les membres du jury de nous faire l'honneur d'examiner notre travail et de l'évaluer.

Nos remerciements sont adressés aux enseignants et aux personnels du département Génie Civil, Université BLIDA 01.

Enfin, nous remercions, également, toute personne qui a participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

DOUIFI Ahmed Imed Eddine & BOUKADA Aberakib



Dédicace

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات

Tous les mots ne sauront exprimer la gratitude, l'amour, le respect et la reconnaissance, qu'avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, que je dédie ce mémoire de Master,

A mes chères parents « mon père et ma mère », mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie, source de mes efforts, mon bonheur et ma vie, rien au monde ne vaut les efforts fournis jours et nuits pour mon éducation et mon bien-être, Merci pour tout. J'espère que vous êtes tout simplement fiers de moi.

A mon cher frère : Ayoub

A mes chères sœurs : Ihssane et Zineb

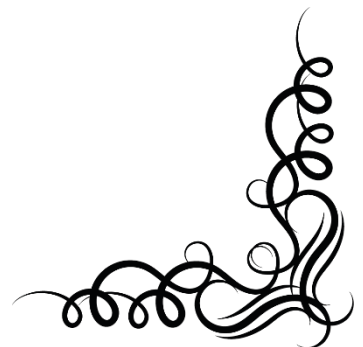
A toute ma famille paternelle et maternelle

A mon Binome AbdelRakib et sa famille Boukada

A tous mes camarades de ma promotion

A tous les enseignants depuis la première année, leurs générosités et leurs soutiens m'obligent à leurs témoigner mon respect et ma véritable considération.

DOUIFI Ahmed Imed Eddine.





Dédicace

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات

C'est avec une profonde gratitude et sincères mots, que je dédie ce modeste travail de fin d'étude

A mes chers parents ; qui ont sacrifié leur vie pour ma réussite et pour m'éclairer le chemin par leurs conseils judicieux j'espère qu'un jour je pourrai leurs rendre un peu de ce qu'ils ont fait pour moi qu'Allah leurs prête bonheur et longue vie.

A mes chers frère Abdessetir et abdelkayoume

A ma chere sœur Khaoula

A toute ma famille paternelle et maternelle

A tous mes camarades de ma promotion

A mon binôme Imad qui m'a accompagné tout au long de ces années et tout au long de cette année pour la réalisation de ce travail, et qui as toujours supporter mon humeur.

A tous mes enseignants qui m'ont accompagné tous le long de mon cursus.

BOUKADA Abderakib



ملخص

تركزت هذه الدراسة حول التصميم الزلزالي لمبنى متعدد الطوابق طابق أرضي، طابق سفلي وخمسة عشر طابقا من الخرسانة المسلحة. يتواجد المبنى في منطقة سعيد حمدين بالجزائر العاصمة ذات نشاط زلزالي قوي وفقا للأنظمة الوطنية المعمول بها RPA99version2003. هيكل البناية يتكون من جدران حاملة واعمدة، وقد أنجزت الدراسة الديناميكية للمبنى بواسطة برنامج ETABS20 اما بالنسبة لدراسة البنية التحتية، فقد اذت بنا إلى اعتماد أساسات مساحية.

الكلمات المفتاحية

مبنى، خرسانة مسلحة، نظام تدعيم، جدران حاملة، ديناميك، أساسات مساحية.

ABSTRACT

The study carried out focuses on the seismic design of a multi-storey building, one entresol, a ground floor and fifteen storeys) reinforced concrete. It will be located in Said Hamdine in the wilaya of Algiers, classified according to the Algerian seismic regulations, as a zone of high seismicity.

The framework of the building consists of reinforced concrete shear walls and collums. The study of the dynamic behavior under seismic actions was done according to regulation RPA99 / 2003. The modeling of the building is carried out using **ETABS20**.

The study of the infrastructure has resulted in a shallow foundation type ribbed raft foundation.

Keywords

Building, reinforced concrete, bracing, shear walls, dynamic, raft.

RESUME

L'étude réalisée porte sur le dimensionnement parasismique d'un bâtiment multi- étages (R+15 +1entresol) en béton armé. Il sera implanté à Said Hamdine dans la wilaya d'Alger, classée selon le règlement parasismique algérien, comme zone de forte sismicité.

L'ossature du bâtiment comporte des voiles et portiques en béton armé. L'étude du comportement dynamique sous actions sismiques s'est faite suivant le règlement RPA99/2003. La modélisation du bâtiment est réalisée à l'aide du logiciel **ETABS20**.

L'étude de l'infrastructure a abouti à une fondation superficielle de type radier général nervuré.

Mots clés

Bâtiment, béton armé, contreventement, voiles, dynamique, radier.

Nomenclature - Symboles-Acronymes

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours.

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à 28 jours.

f_{tj} : Résistance du béton à la traction.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

E_{ij} : le module de déformation instantanée du béton.

E_{vj} : le module de déformation différée du béton.

f_e : contrainte limite élastique.

ν : Coefficient de poisson.

ε : Déformation (allongement) relative de l'acier.: Contrainte de l'acier .

η : coefficient de fissuration.

n_1 : Le coefficient d'équivalence.

n_2 : nombre d'étages.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation de béton.

e : L'épaisseur.

RDC : Rez-de-chaussée.

h_t : Hauteur du plancher.

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

N_u : effort normal ultime de compression.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la Stabilité.

λ : élancement de d'Euler.

l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A_S : représente les armatures de la fibre inférieure.

$A_{S'}$: représente les armatures de la fibre supérieure.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

B : surface de la section du béton.

S : La surface transversale totale.

h_e : la hauteur libre d'étage.

h_t : hauteur totale du plancher.

L : Portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

c : enrobage des armatures inférieures.

ϕ_{\max} : le diamètre maximal des armatures longitudinales.

h : hauteur de la poutrelle.

b_0 : longueur de l'âme.

M_0 : Moment max isostatique.

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'acrotère.

F_p : L'action des forces horizontales.

M_{appui} : Moment en appuis.

$M_{\text{travée}}$: Moment en travée.

M_f : moment fictive.

a : distance entre le « C_p » et le centre de gravité « C_g » des armatures inférieurs tendues.

A_r : armatures de répartition.

g : Le giron (largeur d'une marche (cm))

h : La hauteur de la marche (cm).

M_0 : Moment max isostatique.

f : la flèche.

V : la force sismique.

A : coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

T : la période fondamentale.

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

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

R : Le coefficient de comportement.

Q : Facteur de qualité.

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$

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

v : 'effort normal réduit.

B_c : Section de poteau.

P_{tot} : L'effort normal total à la base de la structure.

P_{voiles} : L'effort à la base repris par les voiles.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K .

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'K' comme indique-la figure.

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

h : la hauteur de la poutre.

SET : Section entièrement tendue.

SEC : Section entièrement comprimée.

SPC : Section partiellement comprimée.

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm²].

T_u : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : la largeur de la section étudiée.

d : la hauteur utile.

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant a 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.

λ_g : Espacement géométrique.

B : section de béton.

L : Longueur du voile.

e_p : Epaisseur du voile.

I : Moment d'inertie du voile.

M : moment dans le voile.

N : Effort normal dans le voile.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

L_t : Longueur de la zone tendue.

h_e : hauteur d'étage.

Sommaire

REMERCIEMENT	2
DEDICACE	3
RESUME	5
NOMENCLATURE - SYMBOLES-ACRONYMES	7
SOMMAIRE	11
LISTE DES FIGURES	15
LISTE DES TABLEAUX.....	17
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I	3
PRESENTATION DE L'OUVRAGE	3
I.1 INTRODUCTION.....	4
I.1.1 DESCRIPTION DU PROJET	4
I.1.2 DIMENSION EN PLAN.....	4
I.1.3 DIMENSION EN ELEVATION	4
I.1.4 OSSATURE	5
I.1.5 PLANCHERS.....	5
I.1.6 ESCALIER.....	5
I.1.7 ACSENCEUR.....	5
I.1.8 MACONNERIE.....	5
I.1.9 REVETEMENTS.....	5
I.1.10 L'ACROTERE	5
I.2 CARACTERISTIQUE MECANQUES DES MATERIAUX	5
I.2.1 BETON :	5
I.2.2 RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION	5
I.2.3 RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION.....	6
I.2.4. COEFFICIENT DE POISSON.....	6
I.2.5. MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE	6
I.2.6 LES CONTRAINTES LIMITES	6
I.2.7 ACIERS.....	7
I.2.8 MODULE D'ELASTICITE DE L'ACIER	8
I.2.9 SOLLICITATIONS DE CALCULE VIS A VIS DES ETATS LIMITES	9
I.3 HYPOTHESE DE CALCUL	9
I.4 CONCLUSION.....	9
CHAPITRE II.....	10
PRE DIMENSIONNEMENT	10
II.1 INTRODUCTION	11
II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES DALLES	11
II.2.1 PLANCHER CORPS CREUX	11
II.2.2 PLANCHERS DALLE PLEINE	12

II.3 EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES	13
II.3.1 CHARGES PERMANENTES	13
II.3.2. SURCHARGES D'EXPLOITATIONS.....	16
II.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES PORTIQUES ET VOILES	16
II.4.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	16
II.4.2 LES POTEAUX	18
II.4.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES	28
II.5. CONCLUSION	29
CHAPITRE III	30
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	30
III.1 INTRODUCTION.....	31
III.2 L'ACROTERE	31
III.2.1 PRINCIPE DE CALCUL	31
III.2.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	32
III.2.3. DETERMINATION DES EFFORTS	32
III.2.4. CALCUL DE FERRAILLAGE	32
III.2.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L 'ELS	33
III.2.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT A L 'ELU.....	33
III.3. PLANCHER A CORPS CREUX	34
III.3.1. LA DALLE DE COMPRESSION	34
III.3.2 LES POUTRELLES.....	35
III.4. PLANCHER EN DALLE PLEINE.....	40
III.5. LES ESCALIERS	44
III.6 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	46
III.6.1 CHARGES PERMANENTES	46
III.6.2 CHARGES D'EXPLOITATION	47
III.6.3 FERRAILLAGE	47
III.6.4 VERIFICATION.....	48
III.7. CONCLUSION.....	49
CHAPITRE IV	50
ETUDE DYNAMIQUE.....	50
IV.1 INTRODUCTION	51
IV.2 ETUDE DYNAMIQUE	51
IV.2.1 MODELISATION MATHEMATIQUE	51
IV.2.2 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES PROPRES.....	51
IV.2.3 MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	52
IV.2.4 CONCEPTION DU CONTREVENTEMENT VERTICAL	53
IV.3 ETUDE SISMIQUE	54
IV.3.1 STRATEGIE DU CALCUL SISMIQUE	54
IV.3.2 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE	54
IV.3.4 PROCEDURE DE CALCUL.....	56
IV.3.5 CALCUL DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES.....	59
IV.4 RESULTATS DE L'ANALYSE	60

IV.4.1 MODELE INITIAL	61
IV.4.2 MODELE FINAL.....	63
IV.5 CONCLUSION	69
CHAPITRE V	70
FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	70
V.1 INTRODUCTION	71
V.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX	71
V.2.1 COMBINAISONS D’ACTIONS	71
V.2.2 RESULTATS DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DES POTEAUX	73
V.2.3 SITUATION DURABLE	73
V.2.4 SITUATION ACCIDENTEL.....	76
V.2.5 CHOIX DES ARMATURES.....	82
V.2.6 VERIFICATION VIS-A-VIS DE L’ETAT LIMITE DE SERVICE	82
V.2.7 VERIFICATION VIS-A-VIS DE L’EFFORT TRANCHANT	85
V.2.8 FERRAILLAGE TRANSVERSALE DES POTEAUX.....	87
V.3 FERRAILLAGE DES POUTRES.....	92
V.3.1 LES COMBINAISONS DE CHARGES	92
V.3.2 RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS	92
V.3.3 CALCUL DU FERRAILLAGE.....	93
V.3.4 CONDITION DE NON FRAGILITE.....	96
V.3.5 VERIFICATION DE L’ELS.....	96
V.3.6 VERIFICATION DE L’EFFORT TRANCHANT	98
V.3.7 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES.....	98
V.3.8 VERIFICATION DE LA FLECHE.....	99
V.4 FERRAILLAGE DES VOILES	102
V.4.2. PRECONISATION DU REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN	105
V.5 CONCLUSION	114
CHAPITRES VI	115
ETUDE DES FONDATIONS	115
VI.1 INTRODUCTION	116
VI.2 CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS	116
VI.3 CALCUL DES FONDATIONS.....	116
VI.3.2 PREDIMENSIONNEMENT DU RADIER NERVURE	118
VI.3.3 CALCUL DES CONTRAINTES.....	122
VI.4 FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER	124
VI.4.1 DETERMINATION DES EFFORTS	124
VI.4.2 CALCUL DU FERRAILLAGE	126
VI.4.3 VERIFICATIONS NECESSAIRES	127
VI.4.4 FERRAILLAGE DES NERVURES	129
VI.5 ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	132
VI.5.1 PREDIMENSIONNEMENT	132
VI.5.2 EVALUATION DES CHARGES.....	133

VI.6 CALCUL DU FERRAILLAGE	135
VI.6.1 VERIFICATIONS.....	135
VI.7 CONCLUSION.....	137
CONCLUSION GENERALE	138
BIBLIOGRAPHIE	140

Liste des figures

FIGURE I.1 : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DU BETON.....	7
FIGURE I.2 : DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION.....	7
FIGURE I.3 : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION.	8
FIGURE II.1: COUPE TRANSVERSALE D'UN PLANCHER A CORPS CREUX.	11
FIGURE II.2 : PLANCHER COURANT.....	14
FIGURE II. 3 : L'ACROTERE.	15
FIGURE II.4 : SECTION REDUITE DU POTEAU.....	20
FIGURE II.5 : REGLES DE PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES.	29
FIGURE II.6 : VUE EN PLAN ET VUE EN 3D DU VOILE.	29
FIGURE III.1 : SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE.	31
FIGURE III.2 : FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.	33
FIGURE III.3 : DISPOSITION DES ARMATURES DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	35
FIGURE III.4: LES ETAIEMENTS.....	36
FIGURE III. 1: LE SCHEMA STATIQUE DES POUTRELLES.	37
FIGURE III. 6 : SCHEMA STATIQUE EQUIVALENT DE POUTRELLE AVEC LES DIMENSIONS DES TRAVEES	37
FIGURE III. 2 : DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS A L'ELU.	38
FIGURE III. 3:DIAGRAMME DES MOMENTS A L'ELS	38
FIGURE III. 4:FERRAILLAGE DES POUTRELLES.....	40
FIGURE III.11 : SCHEMA DE LA DALLE PLEINE.	40
FIGURE III.12 : CHARGEMENT DANS L'ESCALIER.	47
FIGURE III.13 : FERRAILLAGE DE L'ESCALIER.	49
FIGURE IV.1 : SPECTRE DE REPONSE.	55
FIGURE IV.2 : ORGANIGRAMME DE CLASSIFICATION DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT AVEC VOILES.	59
FIGURE IV.3: DISPOSITION DES VOILES DU MODELE INITIAL.....	61
FIGURE IV.4 : DISPOSITION DES VOILES DE MODELE FINAL.....	63
FIGURE V.1 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX.	91
FIGURE V.2 : SCHEMA DE LA DISPOSITION DES POUTRES.....	93
FIGURE V.3: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DE LA TERRASSE.	100
FIGURE V.4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES D'ETAGE COURANT.	100
FIGURE V.5 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE DE LA TERRASSE.	101
FIGURE V.7 : SCHEMA D'UN VOILE PLEIN ET DISPOSITION DU FERRAILLAGE.....	103
FIGURE V.8: DEFINITION DE L'ELEMENT MUR.	103
FIGURE V.9 : DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DANS LES VOILES.....	106
FIGURE V.10: SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE.	107
FIGUREV.11 : FERRAILLAGE DU VOILE 1.....	112
FIGUREV.12 : FERRAILLAGE DU VOILE 2.....	112
FIGUREV.13 : FERRAILLAGE DU VOILE 3.....	112
FIGUREV.14 : FERRAILLAGE DU VOILE 4.....	112
FIGUREV.15 : FERRAILLAGE DU VOILE 5.....	113
FIGUREV.16 : FERRAILLAGE DU VOILE 6.....	113
FIGUREV.17 : FERRAILLAGE DU VOILE 7.....	113

FIGUREV.18 : FERRAILLAGE DU VOILE 8.....	113
FIGURES VI.1: DISPOSITION DES NERVURES PAR RAPPORT AU RADIER ET AUX POTEAUX.	117
FIGURES VI.2: DISPOSITION DE RADIER NERVURE.	118
FIGURES VI.3: LA CHARGE VERTICALE ET L'EFFORT TRANCHANT	121
FIGURE VI .4 : LE PANNEAU LE PLUS SOLLICITE.....	125
FIGURES VI.7 : FERRAILLAGE DES NERVURES.....	132
FIGURES VI.8: SCHEMA STATIQUE.	133
FIGURES VI.9 : VUE ILLUSTRANT LES DIMENSIONS DU PANNEAU LE PLUS SOLLICITE.....	133

Liste des tableaux

TABLEAU II.1 : LES CHARGES PERMANENTES SUR LE PLANCHER TERRASSE.....	13
TABLEAU II.2 : LES CHARGES PERMANENTES SUR LE PLANCHER ETAGE COURANT.	14
TABLEAU II.3 : LES CHARGES PERMANENTES SUR LA DALLE PLEINE.	14
TABLEAU II.4 : LES CHARGES PERMANENTES SUR LE BALCON.	15
TABLEAU II.5 : LES CHARGES D'EXPLOITATIONS.	16
TABLEAU II.6 : DIMENSIONS FINALES DES POUTRES.....	18
TABLEAU II.7 : DEGRESSION DES SURCHARGES.	19
TABLEAU II.8 : LES POTEAUX PLUS SOLLICITEES.....	22
TABLEAU II.9 : CALCUL DES DIFFERENTS POIDS.	22
TABLEAU II.10 : CALCUL DES CHARGES DU POTEAU CENTRAL.....	23
TABLEAU II.11 : CHOIX FINAL DES POTEAUX CENTRAUX.....	24
TABLEAU II.12 : CALCUL DES DIFFERENTS POIDS.....	24
TABLEAU II.13 : CALCUL DES CHARGES DU POTEAU DE RIVE.....	25
TABLEAU II.14 : CHOIX FINAL DES POTEAUX DE RIVE.	26
TABLEAU II.15 : CALCUL DES DIFFERENTS POIDS.....	26
TABLEAU II.16 : CALCUL DES CHARGES DU POTEAU D'ANGLES.	27
TABLEAU II.17 : CHOIX FINAL DES POTEAUX DE RIVE.	28
TABLEAU III.1 : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES SUR L'ACROTERE.....	32
TABLEAU III.2 : LES EFFORTS EXERCES SUR L'ACROTERE	32
TABLEAU III.1 : ARMATURES VERTICALES ET HORIZONTALES.	32
TABLEAU III.2 : ESPACEMENT DES ARMATURES.....	32
TABLEAU III.3 : VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES DE L'ACROTERE.	33
TABLEAU III.4 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DE L'ACROTERE.	33
TABLEAU III.5 : VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRELLES AVANT COULAGE.....	36
TABLEAU III.6 : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	37
TABLEAU III.9 : LES MOMENTS MAXIMALES A L'ELU, L'ELS, ET L'EFFORT TRANCHANT MAXIMALES.....	38
TABLEAU III.10 : ARMATURES LONGITUDINALES.....	39
TABLEAU III.11 : VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES.....	39
TABLEAU III.12 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT.	39
TABLEAU III.13 : VERIFICATION DE LA FLECHE.....	39
TABLEAU III.14 : FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE.....	42
TABLEAU III.15 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.	44
TABLEAU III.16 : CHARGE PERMANENTE DE LA PAILLASSE.....	46
TABLEAU III.18 : COMBINAISONS DES CHARGES DANS L'ESCALIER.....	47
TABLEAU III.19 : FERRAILLAGE DE L'ESCALIER.	47
TABLEAU IV.1 : FACTEUR DE QUALITE 'Q'.	58
TABLEAU IV.2 : PERIODES ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU PREMIER MODELE.	62
TABLEAU IV.3 : PERIODES ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE FINAL.	64
TABLEAU IV.4 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGES DU MODELE FINAL.	65
TABLEAU IV.5 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL POUR LES POTEAUX.....	66
TABLEAU IV.6 : JUSTIFICATION VIS-A- VIS DE L'EFFET P- Δ DANS LE SENS 'X'.	67
TABLEAU IV.7 : JUSTIFICATION VIS-A- VIS DE L'EFFET P- Δ DANS LE SENS 'Y'.	68
TABLEAU V.1 : CARACTERISTIQUES DU BETON ET DE L'ACIER.....	71

TABLEAU V.2 : FERRAILLAGES DES POTEAUX SITUATION DURABLE (N^{MAX} , M^{CORR}).....	73
TABLEAU V.3 : FERRAILLAGES DES POTEAUX SITUATION DURABLE (M^{MAX} ; N^{CORR}).....	74
TABLEAU V.4 : FERRAILLAGES DES POTEAUX SITUATION DURABLE (N^{MIN} ; M^{CORR}).....	75
TABLEAU V.5 : FERRAILLAGES DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (N^{MAX} ; M^{CORR})..	76
TABLEAU V.6 : FERRAILLAGES DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (M^{MAX} , N^{CORR})....	77
TABLEAU V.7 : FERRAILLAGES DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (N^{MIN} ; M^{CORR})...	78
TABLEAU V.8 : FERRAILLAGES DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (N^{MAX} ; M^{CORR})..	79
TABLEAU V.9 : FERRAILLAGES DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (M^{MAX} ; N^{CORR})....	80
TABLEAU V.10 : FERRAILLAGES DES POTEAUX SITUATION ACCIDENTELLE (N^{MIN} ; M^{CORR})...	81
TABLEAU V.11 : CHOIX DES ARMATURES DES POTEAUX.....	82
TABLEAU V.12 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DES POTEAUX.....	83
TABLEAU V.13 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DES POTEAU	84
TABLEAU V.14 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DES POTEAUX.....	85
TABLEAU V.15 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DES POTEAUX.....	87
TABLEAU V.16 : ESPACEMENTS MAXIMUMS DES POTEAUX.....	89
TABLEAU V.17 : CHOIX DES ARMATURES TRANSVERSALES DES POTEAUX.....	90
TABLEAU V.18 : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES.....	94
TABLEAU V.19 : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES.....	94
TABLEAU V.20 : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES.....	94
TABLEAU V.21 : CHOIX DES ARMATURES POUR LES POUTRES PRINCIPALES.....	95
TABLEAU V.22 : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES.....	95
TABLEAU V.23 : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES.....	95
TABLEAU V.24 : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES.....	96
TABLEAU V.25 : CHOIX DES ARMATURES POUR LES POUTRES SECONDAIRES.....	96
TABLEAU V.26 : VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE.....	96
TABLEAU V.27 : VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES A L'ELS.....	97
TABLEAU V.28 : VERIFICATION DES POUTRES SECONDAIRES A L'ELS.....	97
TABLEAU V.29 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT.....	98
TABLEAU V.30 : CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES.....	99
TABLEAU V.31 : VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRES.....	99
TABLEAU V.32 : EXEMPLE DE DIMENSION D'UN VOILE.....	108
TABLEAU V.33 : RESULTATS DE CALCUL DES VOILES.....	109
TABLEAU V.34 : CHOIX DE FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES VOILES	109
TABLEAU V.35 : CHOIX DE FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES VOILES	110
TABLEAU V.36 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT	111
TABLEAU V.37 : VERIFICATION DES CONTRAINTES ELS	111
TABLEAU VI.1 : RESULTATS DE CALCUL DE LA STABILITE DU RADIER.....	122
TABLEAU VI.2 : CONTRAINTES SOUS LE RADIER A L'ELU.....	123
TABLEAU VI.3 : CONTRAINTES SOUS LE RADIER A L'ELS.....	124
TABLEAU VI.4 : CALCUL DES MOMENTS A L'ELU.....	126
TABLEAU VI.6 : FERRAILLAGE DES PANNEAUX DU RADIER.....	126
TABLEAU VI.7 : VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	127
TABLEAU VI.8 : VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	127
TABLEAU VI.9 : VERIFICATION DES CONTRAINTES APRES AUGMENTATION DE LA SECTION D'ACIER.....	128
TABLEAU VI.10 : FERRAILLAGE DES NERVURES.....	129
TABLEAU VI.11 : VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	129
TABLEAU VI.12 : REDIMENSIONNEMENT DES ARMATURES.....	130
TABLEAU VI.13 : VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	130
TABLEAU VI.14 : FERRAILLAGE TRANSVERSAL ET L'ESPACEMENT.....	131

TABLEAU VI.15 : FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	135
TABLEAU VI.16 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....	136
FIGURES VI.10 : FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE SENS Z-Z.....	136
FIGURES VI.11 : FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE SENS Y-Y.....	137

Introduction Générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, on a procédé au calcul d'un bâtiment composé d'un R+15+1 sous sol, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction Portiques-voiles.

On a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93** et le **RPA/version 2003**. Pour cela : on va suivre les étapes principales suivantes :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
 - Le deuxième chapitre sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
 - Le troisième chapitre portera sur le calcul des éléments non structuraux (acrotère, garde-corps, escalier).
 - Le quatrième chapitre comportera l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul Etabs.
 - Le cinquième chapitre sera consacré au calcul du ferrailage des éléments structuraux.
 - Le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.
- Enfin on finira notre travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Dans le cadre L'Agence ADL, (une mission de service public) est organisée avec un siège social à Saïd Hamdine à Alger, il compose de :

- Un entre sol.
- Un rez-de-chaussée (RDC).
- Du 1^{ère} au 15^{ème} étages services bureaux

Dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'études, nous nous sommes intéressés

À étude d'un bâtiment (R+15+entre sol) avec système de contreventement par voiles et portiques.

I.1.1 Description du projet

Notre étude porte sur l'analyse d'un bâtiment de dix étages (rez-de-chaussée inclus) avec sous-sol, destiné à un usage service bureaux. Ce bâtiment est localisé dans la wilaya d'Alger et est classé selon la réglementation parasismique algérienne de 1999, version 2003, comme étant situé en zone de forte sismicité (zone III). Il appartient au groupe I B en raison de sa fonction résidentielle et d'une hauteur dépassant 48 mètres. Le titre de ce projet de fin d'études est "Étude d'un bâtiment (R+15+entre sol) avec système de contreventement par voiles et portiques utilisant "ETABS 20".

La structure se compose de :

Un entre sol.

Un rez-de-chaussée (RDC).

Du 1^{ère} au 15^{ème} étages services bureaux.

I.1.2 Dimension en plan

La forme en plan de la structure étudié étant carré et forme S.

- $L_x = 52,00 \text{ m}$, $L_y = 42,27 \text{ m}$.

I.1.3 Dimension en élévation

- La hauteur totale $H = 57,16 \text{ m}$, R.D.C = 3,57 m, l'étage courant = 3,57 m, et l'entre sol = 3,57 m.

I.1.4 Ossature

À l'origine, le bâtiment est conçu avec des portiques auto-stables en béton armé et des voiles de contreventement dans les directions longitudinale et transversale, conformément à la proposition initiale.

I.1.5 Planchers

En raison de la configuration géométrique de la structure et pour des considérations pratiques lors de la réalisation, nous avons opté pour deux variétés de planchers :

- Plancher en corps creux : pour les panneaux réguliers, a charge d'exploitation moyenne (pour les étages d'habitation).
- Plancher en dalle pleine pour dépôt de matériels et parking, ou à forte charge d'exploitation (pour les balcons).

I.1.6 Escalier

La structure comporte un seul type d'escalier

I.1.7 Ascenseur

Notre structure comporte deux ascenseurs.

I.1.8 Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs constituées des fenêtres vitrées.
- Murs intérieurs constituées par plusieurs parois 10, 15, 20 et 30cm d'épaisseur.
- Murs rideaux

I.1.9 Revêtements

- En carrelage pour les planchers courants.
- En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- En P.V.C pour les plafonds des bureaux

I.1.10 L'acrotère

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère de 60 cm de hauteur limitant une terrasse inaccessible.

I.2 Caractéristique mécaniques des matériaux

I.2.1 Béton :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables de ciment, granulats, d'eau de gâchage et éventuellement d'adjuvants.

La composition courante d'un m³ de béton ordinaire est la suivante :

I.2.2 Résistance caractéristique a la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, ce dernier est noté : $f_{c_{28}}$.

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c_{28}} = 25$ MPa.

Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 15 cm de diamètre et de 30 cm de hauteur.

I.2.3 Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours est déduite de celle de la compression par la formule suivante :

$$f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 f_{c_{28}}.$$

$$f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa}$$

I.2.4. Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale. Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$\nu = 0$ béton fissuré a E. L. U.

$\nu = 0,2$ béton non fissuré a E. L. S.

I.2.5. Module de déformation longitudinale

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

- Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_{c_j}}. \text{ D'où on a : } E_{i_{28}} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700. \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ fi D'où on a : } E_{v_{28}} = 10818.87 \text{ Mpa.}$$

I.2.6 Les contraintes limites

On distingue deux états limites **BAEL.91 [1]** :

1. Etat limite ultime ELU :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85. f_{c_{28}}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1.5$: cas des actions durables ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$: cas des actions accidentelles.

Le coefficient de minoration 0.85 à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

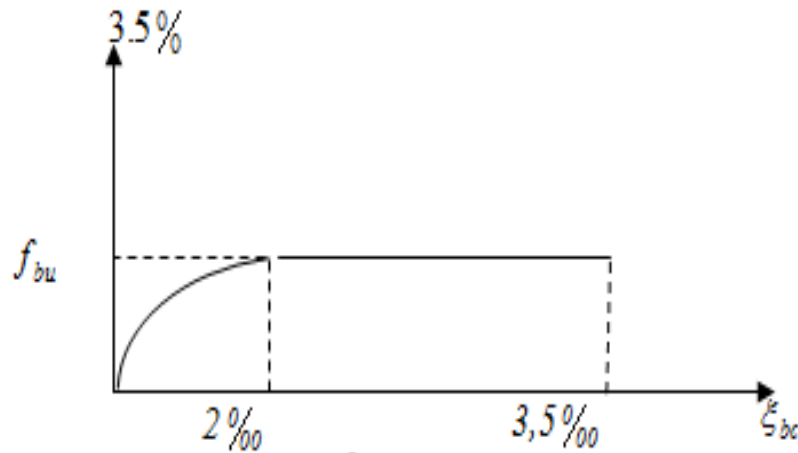


Figure I.1 : Diagramme contrainte déformation du béton.

2. Etat limite de service :

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

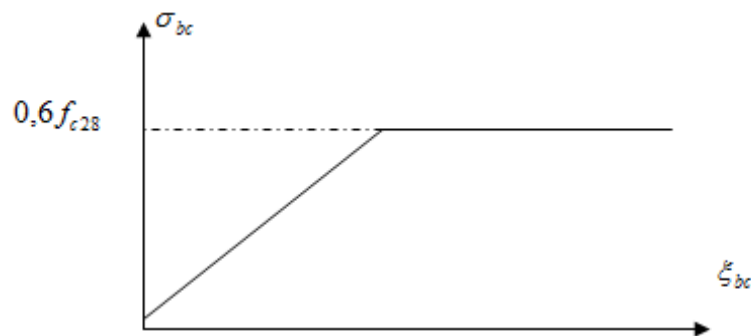


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation.

I.2.7 Aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utilisons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : Fe E235.
- Hautes adhérences (H.A) : Fe E500.
- Treillis soudés (T.S) : TLE52 $\phi = 5 \text{ mm}$ pour les dalles.

➤ Etat limite ultime :

On adopte le diagramme de contraintes de déformation suivant :

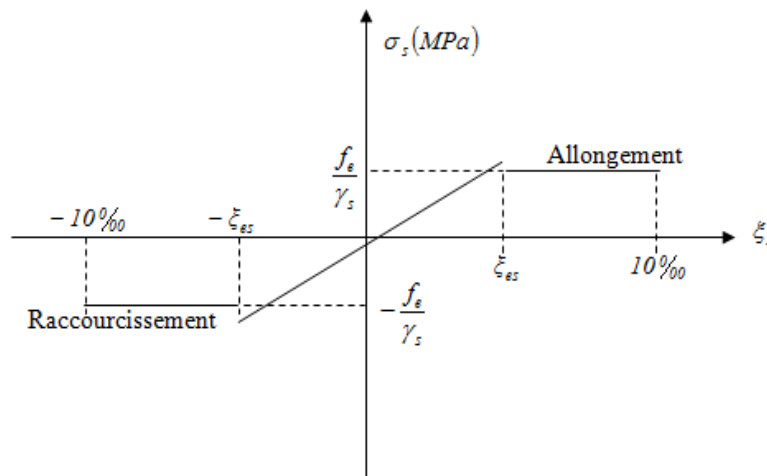


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation.

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ en situation durable ou transitoires.} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ en situation accidentelles.} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

➤ Etat limite de service :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3}f_e, 150\eta)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2}f_e, 110\eta)$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\begin{cases} \eta = 1,00 \text{ pour des ronds lisse.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour des aciers de H. A.} \end{cases}$$

I.2.8 Module d'élasticité de l'acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

I.2.9 Sollicitations de calcul vis à vis des états limites

- Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35 G + 1.5Q$$

Où : G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

- Etat limite de service :

La combinaison d'action est la suivante : $G + Q$

- Cas sismique :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\begin{aligned} & 0,8G \pm E \\ & G + Q \pm E \end{aligned}$$

Avec : E : effort de séisme.

I.3 Hypothèse de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5% en flexion simple ou composée et à 2% dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

I.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre bâtiment du point de vue dimensions en plan et en élévation, ainsi que des différents constituants de cette structure. Aussi nous avons présenté les caractéristiques des matériaux utilisés

CHAPITRE II

Pré dimensionnement

II.1 Introduction

Le Pré dimensionnement des éléments nous permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur des sections des éléments constituant la structure de notre bâtiment.

Ces dimensions seront par la suite vérifiées après l'étude dynamique du bâtiment.

Le pré dimensionnement des éléments est effectué en tenant compte des prescriptions réglementaires données par le **RPA99/2003** et le **CBA93**

II.2 Pré dimensionnement des dalles

Pour établir les dimensions d'une structure, que ce soit en phase d'avant-projet ou pour l'analyse des charges, nous avons la possibilité d'utiliser des formules approximatives en nous référant à des données spécifiques.

II.2.1 Plancher corps creux

Ce plancher est constitué d'éléments résistants, ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ou corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

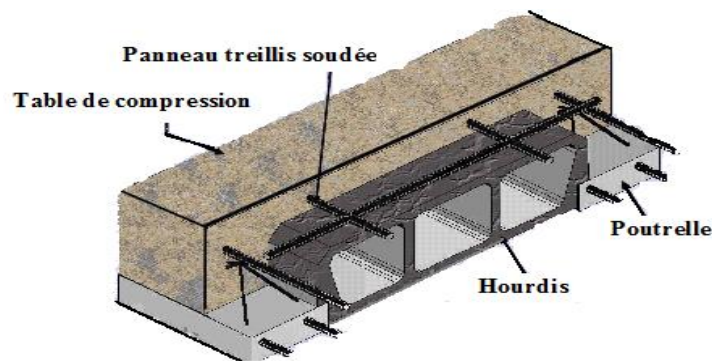


Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule empirique suivante [2] :

$$e \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La portée maximale entre nus d'appuis.

$L = \text{Min} [L \text{ max (sens x) ; } L \text{ max (sens y)}]$.

$L = 500\text{cm}$.

$$h_t \geq \frac{500}{22,50} = 22,22 \text{ cm}$$

Nous adoptons pour un plancher de **25cm**.

Hauteur du corps creux = **20cm**.

Hauteur de la dalle de compression = **5cm**.

II.2.2 Planchers dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend, le plus souvent, des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, nous déduirons donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- Résistance au feu :
 - $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe de feu.
 - $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe de feu.
 - $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe de feu.

Nous limitons notre épaisseur a $e = 15 \text{ cm}$.

- Isolation phonique :

Selon les règles techniques en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Nous limitons notre épaisseur a $e = 15 \text{ cm}$.

- Résistance rigidité :

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

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

Avec

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

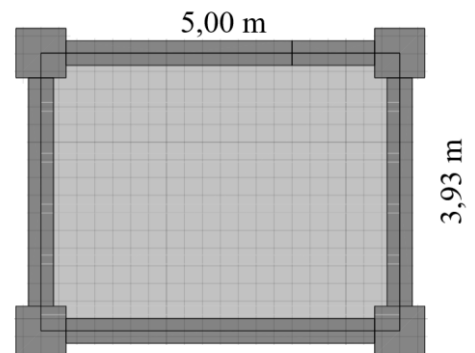
Dans notre cas les dalles qui reposent sur quatre appuis ont une portée égale a

$$L_x = 500 \text{ cm.}$$

$$\frac{500}{50} = 10 \leq e \leq \frac{500}{40} = 12,5 \text{ cm.}$$

Nous limitons notre épaisseur a $e = 15 \text{ cm}$.

Le choix de l'épaisseur des dalles pleines, $e \geq \max(15,15,15) \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$.



• **Condition de flèche**

Selon nous devons vérifier les conditions suivantes [2] :

$$\text{Avec } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 5,00m \leq 5m$;

$$F_{\max} = \frac{5qL_x^4}{384EI} \leq \frac{L_{\max}}{500} ; \text{ avec } \begin{cases} I = \frac{be^3}{12} \\ G = 6,39 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 2,50 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} q = G + Q = 8,89 \text{ kN/m}^2$$

$b = 1m$ (bande de dalle)
 $E_{vj} = 10818,90 \text{ MPa}$

$$e > \left(\frac{60qL_x^4}{384E \cdot b \left(\frac{L_{\max}}{500}\right)} \right)^{1/3} = 5,41 \text{ cm} \Rightarrow e = 6 \text{ cm}$$

II.3 Evaluation des charges et des surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges selon le **DTR B.C.2.2** [4], qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1 Charges permanentes

II.3.1.1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Les charges permanentes sur le plancher terrasse.

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Protection en gravillons	17	5	0,85
Étanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	22	10	2,20
Polyane	/	/	0,01
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle corps creux+ Dalle de compression (20+5)	/	25	3,50
Enduit de plâtre	10	2	0,20
ΣG	/	/	7,04

II.3.1.2. Plancher étage courant

Tableau II .2 : Les charges permanentes sur le plancher étage courant.

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep(cm)	G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	2	0,40
Mortier de Pose	20	2	0,40
Lit de sable	18	3	0,54
Dalle corps creux	/	25	3,50
Enduit de plâtre	10	2	0,20
Cloisons légères	/	/	1
Σ G	/	/	6,04

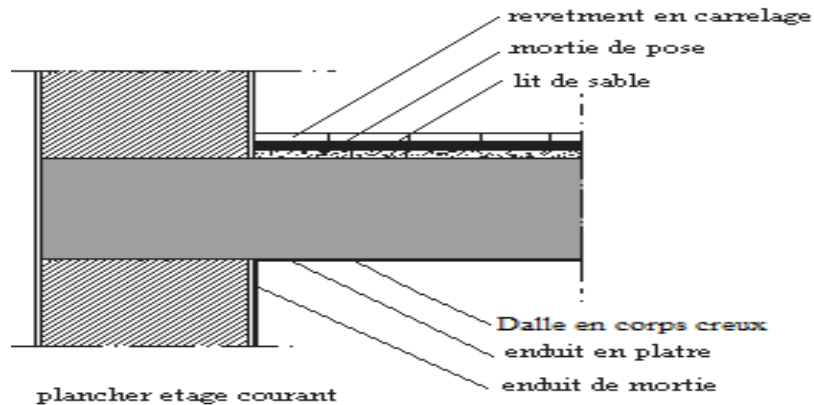


Figure II.2 : Plancher courant.

II.3.1.3 Plancher dalle pleine

Tableau II.3 : Les charges permanentes sur la dalle pleine.

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	2	0,40
Mortier de Pose	20	2	0,40
Lit de sable	18	3	0,54
Dalle pleine	25	15	3,75
Enduit de plâtre	10	2	0,2
Cloisons légères	/	/	1
Σ G	/	/	6,29

II.3.1.4. Balcons

Tableau II.4 : Les charges permanentes sur le balcon.

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	2	0,40
Mortier de Pose	20	2	0,40
Lit de sable	18	3	0,54
Dalle pleine	25	15	3,75
Enduit de plâtre	10	2	0,2
Cloisons légères	/	/	1
ΣG	/	/	6,29

II.3.1.5. L'acrotère

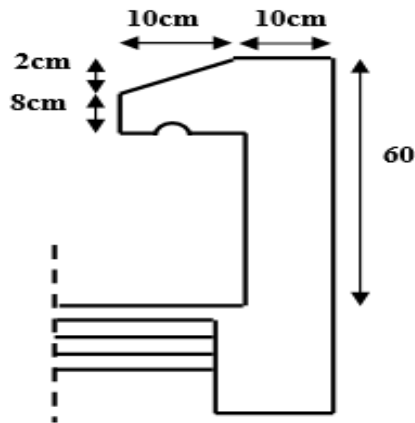


Figure II. 3 : L'acrotère.

➤ Charges permanentes

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069m^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Enduit au mortier de ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

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

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,117 \text{ kN/ml}$$

II.3.2. Surcharges d'exploitations

Tableau II.5 : Les charges d'exploitations.

Surcharge d'exploitation	Q (KN)
Plancher terrasse accessible	1
Plancher courant (Bureaux)	2,50
Balcons	3,50
L'acrotère	1

II.4 Pré dimensionnement des portiques et voiles

II.4.1 Pré dimensionnement des poutres

II.4.1.1 Pré dimensionnement des poutres principales

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

1. Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par [3] et vérification selon [2].
2. Vérification de la flèche pour la section choisie.
 - D'après [1]

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

Avec

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

➤ **Détermination de la hauteur « h »**

$$L=698\text{cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 46,5\text{cm} \leq h \leq 69,8\text{cm}$$

Nous prenons : **h=50cm**

➤ **Détermination de la largeur « b »**

$$h = 50\text{cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

Nous prenons : **b=30cm**

- **Vérification selon le RPA 99 version 2003 [2]** (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 50cm > 30cm \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,6 < 4 \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \end{cases}$$

- **Condition de rigidité**

Nous devons vérifier que

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\frac{50}{698} = 0,071 > 0,0625 \dots\dots\dots \textit{vérifiée}$$

II.4.1.2 Pré dimensionnement des poutres secondaires

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

1. Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par [3] et vérification selon [2].
2. Vérification de la flèche pour la section choisie.

- **D'après [1]**

$$\begin{aligned} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{aligned}$$

Avec

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

- **Détermination de la hauteur « h »**

$$L=500cm$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 33,33cm \leq h \leq 50cm$$

Nous prenons : **h=45cm**

- **Détermination de la largeur « b »**

$$h = 45cm$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13.5cm \leq b \leq 31.5cm$$

Nous prenons : **b=30m**

- **Vérification selon le RPA 99 version 2003[2] (Zone sismique III)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \end{cases}$$

- **Condition de rigidité**

Nous devons vérifier que

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\frac{45}{500} = 0,09 > 0,0625 \dots\dots\dots \textit{vérifiée}$$

Tableau II.6 : Dimensions finales des poutres.

	Plancher courant (Cm²)
Poutres principales	30x50
Poutres secondaires	30x45

II.4.2 Les poteaux

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant trois types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

➤ **Etapas de pré dimensionnement**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées

➤ Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Avec

- n : Nombre d'étage.
- Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.7 : Dégression des surcharges.

Niveaux	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)	
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1,00	6,29
P14	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	3,50	22,01
P13	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	5,75	36,16
P12	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	7,75	48,74
P11	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	9,50	59,75
P10	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	11,00	69,19
P09	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	12,25	77,05
P08	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_7)$	13,42	84,41
P07	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_8)$	14,80	93,09
P06	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_9)$	16,07	101,08
P05	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_{10})$	17,25	108,50
P04	Q_{11}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_{11})$	18,60	116,99
P03	Q_{12}	$\Sigma_{12}=Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_{12})$	19,60	123,28
P02	Q_{13}	$\Sigma_{13}=Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_{13})$	20,82	130,95
P01	Q_{14}	$\Sigma_{14}=Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_{14})$	22,00	138,38
R.D.C	Q_{15}	$\Sigma_{15}=Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_{15})$	23,12	145,42
E/S	Q_{16}	$\Sigma_{16}=Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_{16})$	24,60	154,73

➤ Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon l'article B.9.4.1 du [3] la formule suivante :

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

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

- α : Coefficient tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : Elancement réducteur d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 500 \text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$] (m^2).

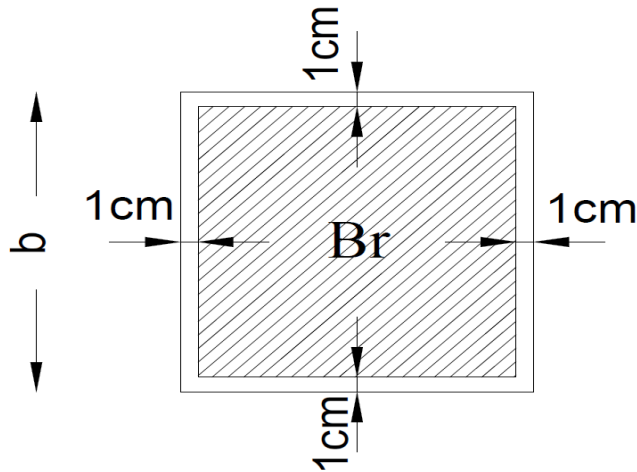


Figure II.4 : Section réduite du poteau.

Selon [1]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 \pi \lambda \pi 100$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

on tire la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066N_u$$

Le minimum requis par [2] :

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

$$\begin{cases} \text{Min}(a; b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec

$(a ; b)$: Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$)

➤ Vérification à l'ELS

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

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec

- N_{ser} : Effort normal à l'ELS ($N_{ser}=N_G+N_Q$).
- B : Section de béton du poteau.
- A_s : Section des armatures ($A_s=1\%B$).
- n : Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.
- σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Tableau II.8 : Les poteaux plus sollicités.

Poteaux	Surface total (m ²)	Surface du plancher (m ²)
Poteau central	28,15	25,05
Poteau de rive	11,2	9,01
Poteau d'angle	6,93	5,38

- **Les poteaux centraux :**

Tableau II. 9 : Calcul des différents poids.

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 7,04 \times 25,05$	176,35 KN
Poids du plancher étage courant : $G \times S = 6,04 \times 25,05$	153 ,80 KN
Poids du plancher dalle pleine (S/sol) : $G \times S = 6,29 \times 25,05$	160,06 KN
Poids de la poutre long $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5,33 \times 0,50 \times 0,30 \times 25$	19,98 KN
Poids de la poutre trans $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (5,00-0,30) \times 0,45 \times 0,30 \times 25$	15,86 KN
Poids du Poteau : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,57-0,5) \times (0,30)^2 \times 25$	6,90 KN

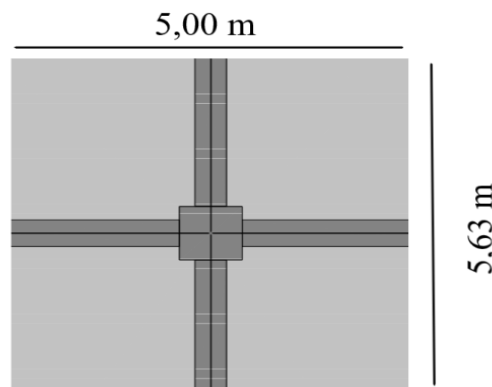


Figure II.5 : Le poteau plus sollicité

Tableau II.10 : Calcul des charges du poteau central.

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q (KN)
16^{ème}	N_1	Poids de plancher terrasse Poids des poutres Poids du poteau	176,35 35,84 6,90	28,15
15^{ème}	N_2	Venant de N_1 Poids de plancher Poids des poutres Poids du poteau	219,09 153,80 35,84 6,90	98,52
14^{ème}	N_3	Venant de N_2 A	415,63 196,54	161,86
13^{ème}	N_4	Venant de N_3 A	612,17 196,54	218,16
12^{ème}	N_5	Venant de N_4 A	808,71 196,54	267,42
11^{ème}	N_6	Venant de N_5 A	1005,25 196,54	309,65
10^{ème}	N_7	Venant de N_6 A	1201,79 196,54	344,83
9^{ème}	N_8	Venant de N_7 A	1398,33 196,54	377,77
8^{ème}	N_9	Venant de N_8	1594,87 196,87	416,62
7^{ème}	N_{10}	Venant de N_9 A	1791,41 196,54	452,37
6^{ème}	N_{11}	Venant de N_{10} A	1987,95 196,54	485,58
5^{ème}	N_{12}	Venant de N_{11} A	2184,49 196,54	523,59
4^{ème}	N_{13}	Venant de N_{12} A	2381,03 196,54	551,74
3^{ème}	N_{14}	Venant de N_{13} A	2577,57 196,54	586,08
2^{ème}	N_{15}	Venant de N_{14} A	2774,11 196,54	619,30
1^{er}	N_{16}	Venant de N_{15} A	2970,65 196,54	650,82
E/SOL	N_{17}	Venant de N_{16} Poids de Plancher dalle pleine Poids des poutres Poids du poteau	3167,19 160,06 35,84 6,90	692,49

Tableau II.11 : Choix Final des Poteaux Centraux.

Etage	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm ²)	a=b	N_{ser} (KN)	Le choix	σ_{ser} MPa	Obs
16 ^{ème}	176,30	28,15	280,23	184,95	15,59	204,45	30x30	1,97	Vérifier
15 ^{ème}	219,09	98,52	443,55	194,30	15,93	228,61	30x30	2,30	Vérifier
14 ^{ème}	415,63	161,86	803,89	530,56	25,03	577,49	30x30	5,57	Vérifier
13 ^{ème}	612,17	218,16	1153,66	761,41	29,59	830,33	35x35	5,89	Vérifier
12 ^{ème}	808,71	267,42	1492,88	985,30	33,38	1076,13	35x35	7,63	Vérifier
11 ^{ème}	1005,25	309,65	1821,56	1202,22	36,67	1314,90	40x40	7,14	Vérifier
10 ^{ème}	1201,79	344,83	2139,66	1412,17	39,57	1546,62	40x40	8,40	Vérifier
9 ^{ème}	1398,33	377,77	2454,40	1619,90	42,24	1776,10	45x45	7,62	Vérifier
8 ^{ème}	1594,87	416,62	2778,00	1833,48	44,81	2011,49	45x45	8,63	Vérifier
7 ^{ème}	1791,41	452,37	3096,95	2043,98	47,21	2243,78	50x50	7,80	Vérifier
6 ^{ème}	1987,95	485,58	3412,10	2251,98	49,45	2473,53	50x50	8,60	Vérifier
5 ^{ème}	2184,49	523,59	3734,44	2463,73	51,63	2708,08	55x55	9,41	Vérifier
4 ^{ème}	2381,03	551,74	4042,00	2667,72	53,64	2932,77	55x55	8,43	Vérifier
3 ^{ème}	2577,57	586,08	4358,83	2786,82	54,79	3163,64	60x60	7,64	Vérifier
2 ^{ème}	2774,11	619,30	4673,99	3084,83	57,54	3393,41	60x60	8,19	Vérifier
1 ^{er}	2970,65	650,82	4986,60	3291,15	59,36	3621,47	65x65	7,45	Vérifier
E/S	3167,19	692,49	5314,44	3507,53	61,22	3859,68	65x65	7,94	Vérifier

- Les poteaux de rive :

Tableau II.12 : Calcul des différents poids.

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 7,04 \times 9,01$	63,43Kn
Poids du plancher étage courant : $G \times S = 6,04 \times 9,01$	55,32kN
Poids du plancher dalle pleine(S/sol) : $G \times S = 6,29 \times 9,01$	57,57kN
Poids de la poutre long $L_{ppx} \times h \times b \times p_b = 5,30 \times 0,50 \times 0,30 \times 25$	19,87 kN
Poids de la poutre trans $L_{psx} \times h \times b \times p_b = (2-0,30) \times 0,45 \times 0,30 \times 25$	5,73 KN
Poids de l'acrotère : $LC.H \times G \text{ acrotère} = 5,30 \times 2,117$	11,22KN
Poids du mur : $L \times h \text{ mur} \times G \text{ mur} = 5,3 \times (3,57-0,50) \times 2,81$	45,72KN
Poids du Poteau : $h \times p \times a \times b \times p_b = (3,57-0,50) \times (0,30)^2 \times 25$	6,90KN

Tableau II.13 : Calcul des charges du poteau de rive.

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)
15^{ème}	N_1	Poids de plancher terrasse Poids des poutres Poids du poteau Poids de l'acrotère	63,43 25,6 6,90 11,22	11,20
14^{ème}	N_2	Venant de N_1 Poids de plancher Poids des poutres Poids du poteau Poids du mur	107,15 55,32 25,6 6,90 45,72	39,20
13^{ème}	N_3	Venant de N_2 A	240,69 133,54	64,40
12^{ème}	N_4	Venant de N_3 A	374,23 133,54	86,80
11^{ème}	N_5	Venant de N_4 A	507,77 133,54	106,40
10^{ème}	N_6	Venant de N_5 A	641,31 133,54	123,20
9^{ème}	N_7	Venant de N_6 A	774,85 133,54	140,00
8^{ème}	N_8	Venant de N_7 A	908,39 133,54	150,30
7^{ème}	N_9	Venant de N_8 A	1041,93 133,54	165,76
6^{ème}	N_{10}	Venant de N_9 A	1175,47 133,54	179,98
5^{ème}	N_{11}	Venant de N_{10} A	1309,01 133,54	193,20
4^{ème}	N_{12}	Venant de N_{11} A	1442,55 133,54	208,32
3^{ème}	N_{13}	Venant de N_{12} A	1576,09 133,54	219,52
2^{ème}	N_{14}	Venant de N_{13} A	1709,63 133,54	233,18
1^{ème}	N_{15}	Venant de N_{14} A	1843,17 133,54	246,40
RDC	N_{16}	Venant de N_{15} A	1976,71 133,54	258,94
E*sol	N_{17}	Venant de N_{16} Poids de Plancher dalle pleine Poids des poutres Poids du poteau	2110,25 57,57 18,7 6,90	275,52

Tableau II.14 : Choix Final des Poteaux de rive.

Niv	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm^2)	$a=b$ (cm)	N_{ser} (KN)	Le choix	σ_{ser} MPA	Obs
15 ^{ème}	63,43	11,20	102,43	67,60	10,22	74,63	30x30	0,72	Vérifier
14 ^{ème}	107,15	39,20	203,45	134,27	13,58	146,35	30x30	1,41	Vérifier
13 ^{ème}	240,69	64,40	421,53	278,20	18,67	305,09	30x30	2,94	Vérifier
12 ^{ème}	374,23	86,80	635,41	419,37	22,47	461,03	30x30	4,45	Vérifier
11 ^{ème}	507,77	106,40	845,08	557,75	25,61	614,17	35x35	4,35	Vérifier
10 ^{ème}	641,31	123,20	1050,71	693,46	28,33	764,51	35x35	5,42	Vérifier
09 ^{ème}	774,85	140,00	1256,04	828,98	30,79	914,85	40x40	4,97	Vérifier
08 ^{ème}	908,39	150,30	1451,77	958,16	32,95	1058,69	40x40	5,75	Vérifier
07 ^{ème}	1041,93	165,76	1655,24	1092,45	35,05	1207,69	40x40	6,56	Vérifier
06 ^{ème}	1175,47	179,98	1856,85	1225,52	37,00	1355,45	45x45	5,82	Vérifier
05 ^{ème}	1309,01	193,20	2056,96	1357,59	38,84	1502,21	45x45	6,45	Vérifier
04 ^{ème}	1442,55	208,32	2259,99	1491,59	40,62	1650,87	45x45	7,08	Vérifier
03 ^{ème}	1576,09	219,52	2457,00	1621,62	42,26	1795,61	45x45	7,71	Vérifier
02 ^{ème}	1709,63	233,18	2657,77	1754,12	43,88	1924,81	45x45	8,26	Vérifier
01 ^{er}	1843,17	246,40	2857,87	1886,19	45,43	2089,57	50x50	7,26	Vérifier
RDC	1976,71	258,94	3056,96	2017,59	46,91	2235,65	50x50	7,77	Vérifier
E/S	2110,25	275,52	3262,11	2152,99	48,40	2385,77	50x50	8,29	Vérifier

- Les poteaux d'angle $S = 5,38m^2$

Tableau II.15 : Calcul des différents poids.

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 7,04 \times 5,38$	37,87kN
Poids du plancher étage courant : $G \times S = 6,04 \times 5,38$	33,03kN
Poids du plancher dalle pleine(S/sol) : $G \times S = 6,29 \times 5,38$	34,37kN
Poids de la poutre long $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3,46 \times 0,50 \times 0,30 \times 25$	12,97 kN
Poids de la poutre trans $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (2-0,30) \times 0,45 \times 0,30 \times 25$	5,73 KN
Poids de l'acrotère : $LC.H \times G \text{ acrotère} = 3,46 \times 2,117$	7,32KN
Poids du mur : $L \times h \text{ mur} \times G \text{ mur} = 3,46 \times (3,57-0,50) \times 2,81$	31,79KN
Poids du Poteau : $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,57-0,50) \times (0,30)^2 \times 25$	6,90KN

Tableau II.16 : Calcul des charges du poteau d'angles.

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)
15^{ème}	N_1	Poids de plancher terrasse Poids des poutres Poids du poteau Poids de l'acrotère	63,43 18,7 6,90 7,32	6,93
14^{ème}	N_2	Venant de N_1 Poids de plancher Poids des poutres Poids du poteau Poids du mur	96,35 33,03 18,7 6,90 31,79	24,25
13^{ème}	N_3	Venant de N_2 A	186,77 90,42	39,84
12^{ème}	N_4	Venant de N_3 A	277,19 90,42	53,70
11^{ème}	N_5	Venant de N_4 A	367,61 90,42	65,83
10^{ème}	N_6	Venant de N_5 A	458,03 90,42	76,23
9^{ème}	N_7	Venant de N_6 A	548,45 90,42	84,89
8^{ème}	N_8	Venant de N_7 A	638,87 90,42	93,00
7^{ème}	N_9	Venant de N_8 A	729,29 90,42	102,56
6^{ème}	N_{10}	Venant de N_9 A	819,71 90,42	111,36
5^{ème}	N_{11}	Venant de N_{10} A	910,13 90,42	119,54
4^{ème}	N_{12}	Venant de N_{11} A	1000,55 90,42	128,89
3^{ème}	N_{13}	Venant de N_{12} A	1090,97 90,42	135,82
2^{ème}	N_{14}	Venant de N_{13} A	1181,39 90,42	144,28
1^{ème}	N_{15}	Venant de N_{14} A	1271,81 90,42	152,46
RDC	N_{16}	Venant de N_{15} A	1362,23 90,42	160,22
E*sol	N_{17}	Venant de N_{16} Poids de Plancher dalle pleine Poids des poutres Poids du poteau	1452,65 34,37 18,7 6,90	170,47

Tableau II.17 : Choix Final des Poteaux d'angles.

Etage	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	N _{ser} (KN)	Le choix	σ _{se} MP A	Obs
15 ^{ème}	63,43	6,93	96,02	63,37	9,96	70,36	30x30	1,08	Vérifier
14 ^{ème}	96,35	24,25	166,44	109,85	12,48	120,60	30x30	2,36	Vérifier
13 ^{ème}	186,77	39,84	311,89	205,84	16,34	226,61	30x30	3,64	Vérifier
12 ^{ème}	277,19	53,70	454,75	300,13	19,32	330,89	30x30	4,89	Vérifier
11 ^{ème}	367,61	65,83	595,01	392,70	21,81	433,44	35x35	4,49	Vérifier
10 ^{ème}	458,03	76,23	733,25	483,94	23,99	534,26	35x35	5,37	Vérifier
09 ^{ème}	548,45	84,89	867,17	572,33	25,92	633,34	40x40	4,78	Vérifier
08 ^{ème}	638,87	93,00	1001,97	661,30	27,71	731,87	40x40	5,44	Vérifier
07 ^{ème}	729,29	102,56	1138,38	751,33	29,41	831,85	40x40	6,48	Vérifier
06 ^{ème}	819,71	111,36	1273,64	840,60	30,99	931,07	45x45	5,35	Vérifier
05 ^{ème}	910,13	119,54	1407,98	929,26	32,48	1029,67	45x45	5,87	Vérifier
04 ^{ème}	1000,55	128,89	1544,07	1019,08	33,92	1129,44	45x45	5,87	Vérifier
03 ^{ème}	1090,97	135,82	1676,53	1106,50	35,26	1226,79	45x45	6,92	Vérifier
02 ^{ème}	1181,39	144,28	1811,29	1195,45	36,57	1325,67	45x45	7,44	Vérifier
01 ^{er}	1271,81	152,46	1945,63	1284,11	37,83	1424,27	50x50	6,45	Vérifier
RDC	1362,23	160,22	2079,34	1372,36	39,04	1522,45	50x50	6,87	Vérifier
E/sol	1452,65	170,47	2216,78	1463,07	40,25	1623,12	50x50	7,20	Vérifier

II.4.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi que la majorité des charges horizontales. Selon [2] [Art 7.7.1], Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq (4 \times a)$$

Avec :

L : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

$$h_e = 3.57 - 0.35 = 3.22 \text{ m.}$$

$$a \geq \text{Max} \left[15\text{cm}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right]$$

$$a \geq \text{Max}[15\text{cm}, 14.63\text{cm}, 12.82\text{cm}]$$

On prendra pour les voiles l'épaisseur $a = 15 \text{ cm}$

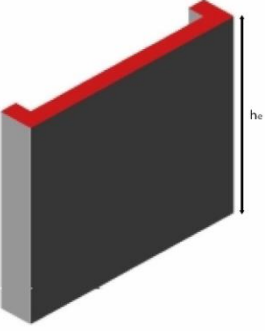
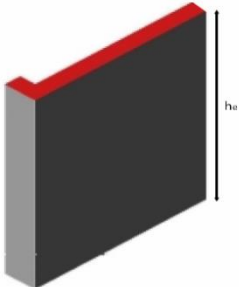
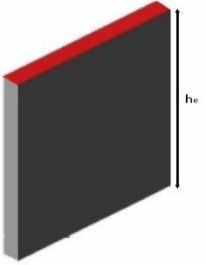
		
$a \geq \frac{h_e}{25}$	$a \geq \frac{h_e}{22}$	$a \geq \frac{h_e}{20}$
$h_e = h_{\text{étage}} - h_{ps}$		$L \geq 4xa$

Figure II.6 : Règles de prédimensionnement des voiles.

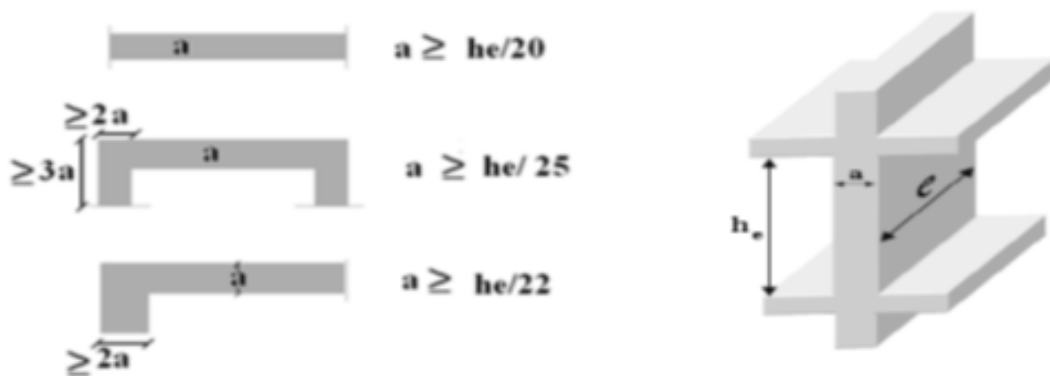


Figure II.7 : Vue en plan et vue en 3D du voile.

II.5. Conclusion

Ce travail est important car il représente le point de départ des justifications vis-à-vis de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Par conséquent, il nous permet de limiter des erreurs dans le calcul du ferrailage des éléments constituant notre bâtiment.

Le prédimensionnement doit être conforme aux règlements en vigueur afin de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Le redimensionnement des éléments n'est pas à exclure par la suite dans le cas où la structure est soumise à des efforts non pris en compte dans le prédimensionnement.

CHAPITRE III

Calcul des elements secondaires

III.1 Introduction

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Par ailleurs, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique) composante verticale ou horizontale (comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique).

Ce chapitre comporte le calcul des éléments suivants :

- Acrotère
- Garde-corps
- Escalier
- Dalle pleine
- Plancher

III.2 L'acrotère

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

III.2.1 Principe de calcul

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

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



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

III.2.2. Evaluation des charges et surcharges

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

Charges permanentes	G=1.875 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml

III.2.3. Détermination des efforts

Tableau III.2 : Les efforts exercés sur l'acrotère

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.53 \text{ kN}$	$N_{ser} = G = 1.875 \text{ kN}$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5 Q \cdot h = 0.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{ser} = Q \cdot h = 0.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Effort tranchant	$T_u = 1.5 Q = 1.5 \text{ kN}$	/

III.2.4. Calcul de ferrailage

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur soumise à la flexion composée

et en situation durable à l'état limite ultime.

Section minimal: $A_{min} = A_{s1} + A_{s2} = \max [4\%; 0.2B/100] = 8.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Section maximale : $A_{max} = \frac{5B}{100} = 50 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Tableau III. 1: Armatures verticales et horizontales.

	Verticales		Horizontales	
	$A_{s1} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{s2} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{rép1} \text{ (cm}^2/\text{0,6m)}$	$A_{rép2} \text{ (cm}^2/\text{0,6m)}$
Calculée	0.37	0.00	$A_{s1}/4=1.38$	$A_{s1}/4=1.38$
Choisie	7HA10=5.5	7HA10=5.5	5HA8=2.51	5HA8=2.51

Tableau III. 2:Espacement des armatures.

	Vertical (cm)	Horizontal (cm)
Calculée	$100/7=14.28$	$(60-2 \times 2,5)/(5-1)=13.75$
Choisie	15	15
Admissible	$\max(3h; 33 \text{ cm}) = 30$	$\max(4h; 45 \text{ cm}) = 40$

III.2.5. Vérification des contraintes normales à L 'ELS

Type de fissuration : préjudiciable

Tableau III. 3:Vérification des contraintes normales de l'acrotère.

Contraintes (MPa)			Contraintes admissible (MPa)			Vérification
σ_b	σ_s	$\overline{\sigma_s}'$	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	$\overline{\sigma_s}'$	
0,34	2,16	2,16	15	201,63	201,63	Oui

III.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement à L 'ELU

Tableau III. 4:Vérification des contraintes de cisaillement de l'acrotère.

Section et sollicitation à l'ELU			Vérification		
b (cm)	h (cm)	T (kN)	T_u (MPa)	T_{adm} (MPa)	Vérification
100	10	1,5	0,02	2,50	Oui

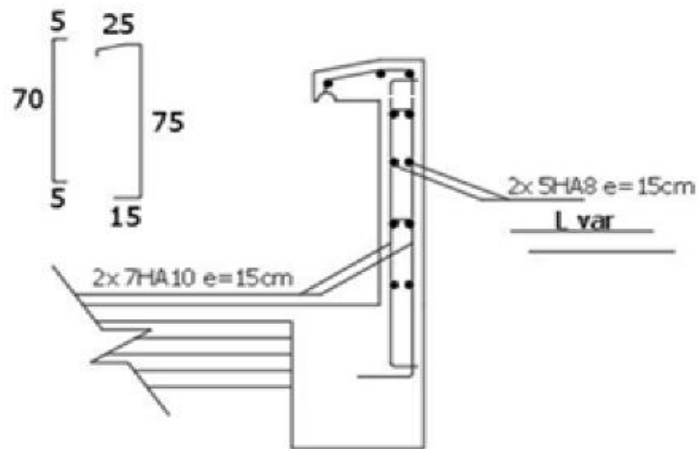


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3. Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur.

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.3.1. La dalle de compression

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

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

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

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

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).

F_e : nuance de l'acier FeE500 ($F_e = 500$).

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

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

$$\text{On a : } L = 65\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02 L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{260}{520} = 0.50\text{cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.50}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$A_{t2} = 5 \text{ } \varnothing 5 = 0.98 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm.

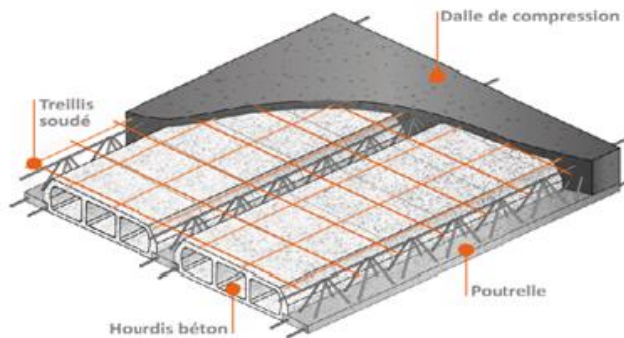


Figure III.3 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

II.3.2 Les poutrelles

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

- Avant coulage
- Après coulage

II.3.2.1 Avant coulage

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

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

On doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étalements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

Chapitre 3 : Calcul des elements secondaires

a. Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

$$G = (0.12 \times 0.05 \times 25) + (0.65 \times 1) = 0.8 \text{ kN/ml}$$

$$Q = \text{Max}[1\text{kN} ; 0.5L = 2.5] = 2.5 \text{ kN/ml}$$

b. Calcul des étaielements :

Vérification de la flèche :

$$f_G = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI}$$

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

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

Nombre d'étais	L (m)	G (kN/ml)	E (MPa)	I (m ⁴)	f (mm)	f̄ (mm)	f ≤ f̄
0	5	0,8	32164.195	6.4 * 10 ⁻⁷	316.26	10	C.N.V
1	2.5	0,8	32164,195	6.4 * 10 ⁻⁷	19.76	5	C.N.V
2	1,66	0,8	32164,195	6.4 * 10 ⁻⁷	3.84	3.32	C.N.V
3	1.25	0.8	32164,195	6.4 * 10 ⁻⁷	1.23	2.5	C.V

Résultats : 3 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.



Figure III.4: les étaielements.

III.3.2.2 Après coulage

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Tableau III. 6: Evaluation des charges et surcharges.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _U (KNm)	P _S (KN/m)
Plancher terrasse	$7.04 * 0,65 = 4.57$	$1 * 0.65 = 0,65$	7.14	5.22
Plancher courant	$6.14 * 0,65 = 3.99$	$1.5 * 0.65 = 0.97$	6.84	4.96

III.3.2.2.1 Calcul des sollicitations à l'ELU :

Le calcul des sollicitations internes des poutrelles se fait à l'aide du logiciel de calcul des structures SAP2000 :

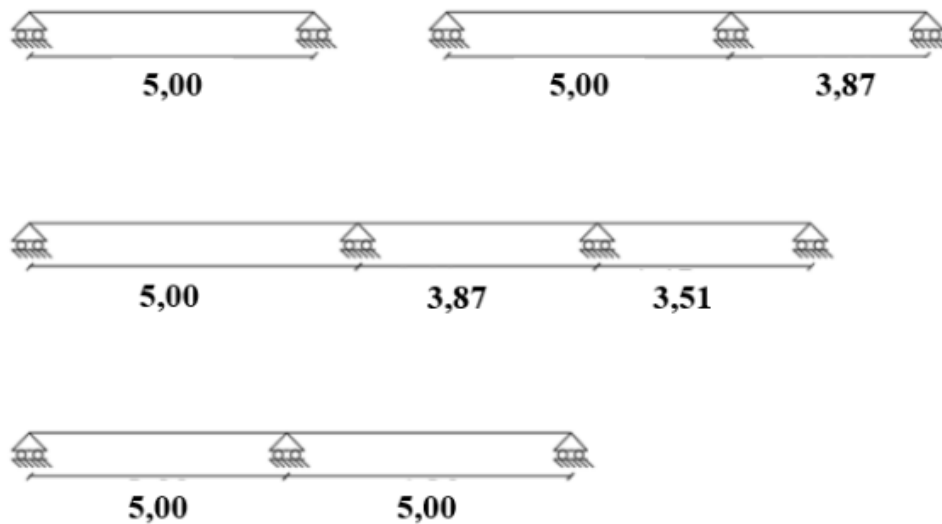


Figure III. 5: Le schéma statique des poutrelles.

La charge maximal (G, Q) est dans le plancher

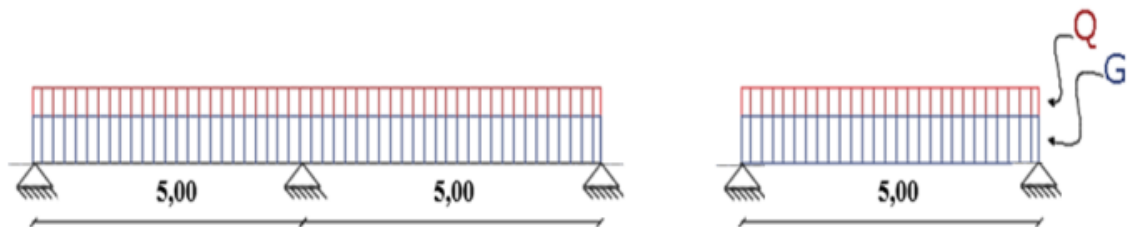


Figure III. 6 : Schéma statique équivalent de poutrelle avec les dimensions des travées

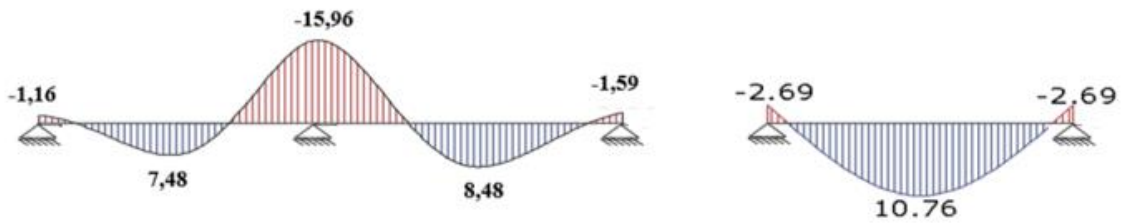


Figure III. 7 : Diagramme des moments à l'ELU.

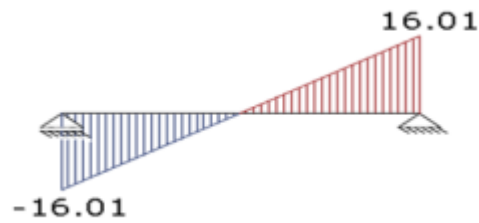


Figure III. 8 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

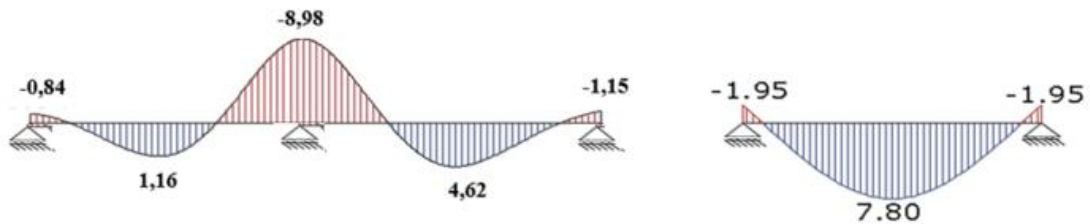


Figure III. 9: Diagramme des moments à l'ELS

Tableau III. 9 : Les moments maximales à l'ELU, L'ELS, et l'effort tranchant maximales.

Moments	ELU	ELS
$M_{t \max}$ (kN. m)	10.76	7.80
$M_{a \max}$ (kN. m)	-15.96	-8.98
T (kN)	16.01	/

III.3.2.2.2 Calcul des armatures longitudinales

Le ferrailage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants et terrasse avec les moments maximaux (Moments étage courant).

Tableau III. 10 : Armatures longitudinales.

	As₁ (cm²/ml)		As₂(cm²/ml)	
Appuis	Calculées	0,00	2.72	
	Choisis	3HA10 = 2.36 cm ²	1HA10+2ChpHA12 = 3.05 cm ²	
Travée	Calculée	1.75	0,00	
	Choisis	3HA10 = 2.36cm ²	1HA10 =0.79 cm ²	

III.3.2.2.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS

Type de fissuration : peu nuisible, on vérifie seulement la contrainte du béton

Tableau III. 11: Vérification des contraintes normales.

Sollicitation à l'ELS(kN. m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible (MPa)	Vérification
M_{tmax}	M_{amax}	σ_{btravée}	σ_{bappui}	σ_b	
7.80	-8.98	3.84	10.21	15	Oui

III.3.2.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Tableau III. 12 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Section et sollicitation à l'ELU			Vérification			Espacement et armatures		
b (cm)	h (cm)	T (kN)	T_u(MPa)	T_{adm}(MPa)	Vérification	ZN	ZC	At (cm²)
8	20	16.01	1,11	3,33	Oui	20	20	2HA6= 0,57

III.3.2.2.5 Vérification de la flèche à l'ELS

Tableau III. 13 : Vérification de la flèche.

Poutrelle		Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
h	L	Ma.g	Mtravée	Ma.d	As1	As2	[f]	[fadm]	
cm	m	kN.m			cm ²		mm		Oui
20	5	1.95	7.80	1.95	2.36	0,79	5.9	8.40	

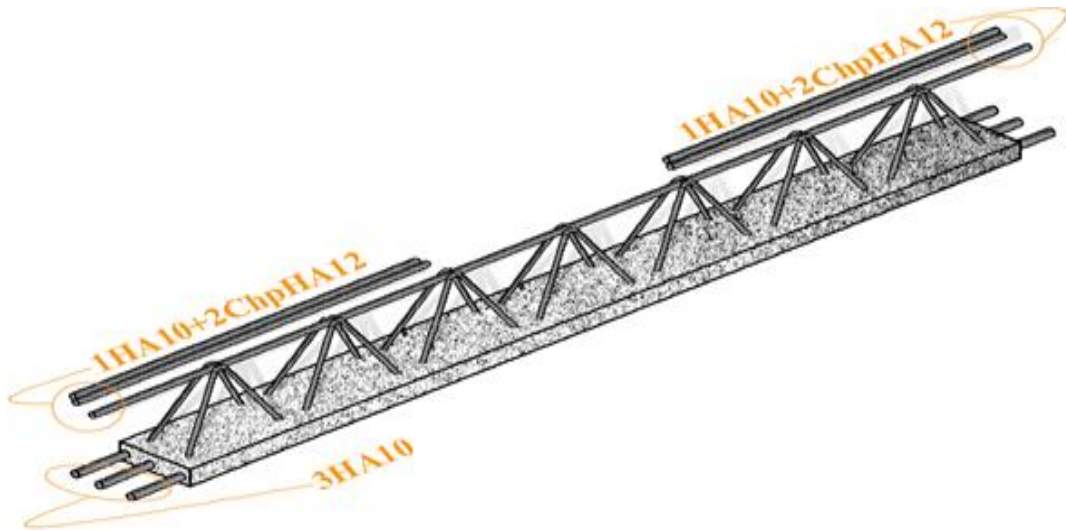


Figure III. 10 : Ferrailage des poutrelles.

III.4. Plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées 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, nous avons des dalles pleines sous forme rectangulaire qui reposent sur quatre appuis, pour le calcul nous choisissons la dalle la plus sollicitée

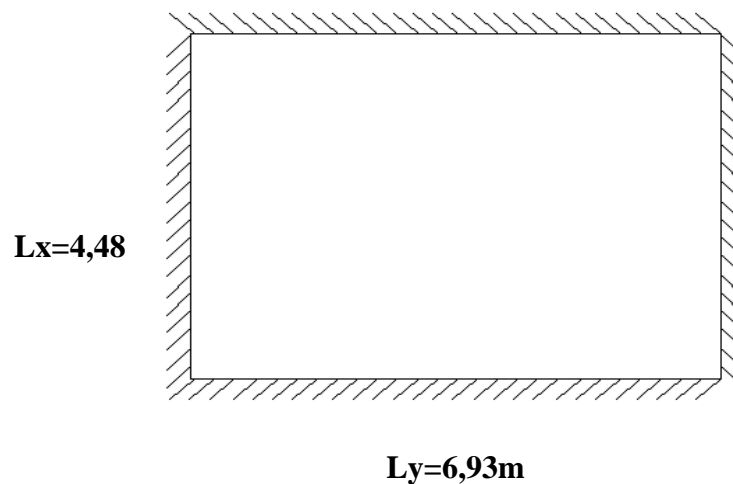


Figure III.11 : schéma de la dalle pleine.

III.4.1. Evaluation des charges

$$G=6,39\text{kN/m}^2, Q=2,5\text{kN/m}^2$$

ELU

$$q_u=1,35G+1,5Q=12,38\text{kN/m}^2$$

ELS

$$q_{\text{ser}}=G+Q=8,89\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,48}{6,93} = 0,65 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.4.2 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 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

$$\rho = 0,65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 18,66\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,74\text{kNm}$$

➤ Moments en travées

$$M_{\text{tx}}=0,85M_x=15,86\text{ kNm}$$

$$M_{\text{ty}}=0,75M_y=5,05\text{ kNm}$$

➤ Moments sur appuis :

- Extérieur : $M_{\text{ax}}=-0,3M_x=-5,60\text{kNm}$

- Intérieur : $M_{\text{ax}}=-0,5M_x=-9,33\text{kNm}$

$$M_{\text{ay}}=-0,5M_y=-9,33\text{kNm}$$

III.4.3 Ferrailage de la dalle

b=100cm; h=20cm; d=0,9h =18cm; f_e=500MPa; f_{c28}=25MPa; f_{t28}=2,1MPa; f_{bc}=14,2MPa
 σ_s=434,85MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : 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	XX		15,86	0,034	0	0,043	17,69	1,79	4T14	6,16	25
	yy		5,05	0,010	0	0,013	17,90	0,56			
Appuis	int	xx	9,33	0,020	0	0,025	17,82	1,04			
		yy	9,33	0,020	0	0,025	17,82	1,04			
	ext	xx	5,60	0,012	0	0,015	17,92	0,62			

➤ **Espacement :**

• **Travée**

Sens x-x, esp = $\frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

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

• **Appuis**

Sens x-x, esp = $\frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

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

III.4.4 Condition de non fragilité

h=e=20 cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,88 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8^0/00 \text{ pour les barres hautes adhérences} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,65 \end{cases}$$

• **Travée**

Sens x-x, A_x = 6,16cm² > A_s^{min}²

Sens y-y, A_y = 6,16cm² > A_s^{min}²

- Appuis

Sens x-x, $A_x = 6,16\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}^2}$ vérifiée

Sens y-y, $A_y = 6,16\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}^2}$ vérifiée

III.4.5 Calcul des armatures transversales

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

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,38 \times 4,97 \times 5,52}{2 \times 4,97 + 5,52} = 24,18\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 18,48\text{kN}$$

$$T_u = \max (T_x; T_y) = 24,18$$

$$\tau_u = \frac{24,18 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,134\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.4.6 Vérification à L'ELS

- Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\rho = 0,65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0805 \\ \mu_y = 0,5235 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 14,36 \text{ Kn.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 7,51 \text{ Kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 12,20 \text{ Kn.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 5,63 \text{ Kn.m} \\ M_a(\text{max}) = 0,5 M_x = 7,18 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

- Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Acier

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} \right\} = 250 \text{MPa}$$

$F_{tj} = 2,10\text{MPa}$

$\eta = 1,6$; pour HA ; $f_e = 500\text{MPa}$

-Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

-Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Vérification des contraintes à l'ELS.

		M_{ser} (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	12,20	6,16	4,91	16227,13	3,63	Vérifiée	147,62	Vérifié e
	y-y	5,63	6,16	4,91	16227,13	1,7		68,12	
Appuis		7,18	6,16	4,91	16227,13	3,17		86,87	

III.4.7 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 :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,04 > 0,04 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 0,04 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 3,42 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

III.5. Les escaliers

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

III.5.1 Dimensionnement

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL : $54 \leq g + 2h \leq 66$ (*)

Il porte un palier et une paillasse.

$$x = g + 2h \Rightarrow 2H \cdot (n-1) + n \cdot L = x \cdot n \cdot (n-1)$$

On pose :

$$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0...(*)$$

Pour la formule générale (*) : $54\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{ cm}$

On prend $g+2h = 64\text{ m}$

- Les valeurs de H et L : $H=178\text{cm}$; $L=270\text{cm}$

$$64n^2 - 627n + 357 = 0$$

Solution

- $n_1=0,61$ refusée.

- $n_2=9,18$

Donc on prend

- le nombre de contre marche..... $n=10$

- le nombre des marches $n-1=9$

Alors

$$h=H/n=178/10 = 17,8\text{cm}$$

$$g=L/(n-1)=270/9 = 30\text{cm}$$

III.5.2 Verification De L'équation De « BLONDEL »

$$(59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm } 2h + g = 65.6\text{cm}$$

$$(16 \leq h \leq 18) \text{ cm } h = 17,8\text{cm}$$

$$(22 \leq g \leq 33) \text{ cm } g = 30\text{cm}$$

III.5.3 Determination De L'épaisseur De La Paillasse

$$l/30 \leq e \leq l/20$$

$$L=(\sqrt{1.78^2 + 2.70^2})+1.5+1.8= 6.53\text{m}$$

$$\text{Donc : } 21.76\text{cm} \leq e \leq 32.65\text{cm}$$

On prend donc l'épaisseur $e=25\text{ cm}$

III.5.4 L'angle d'inclinaison

$$\text{Tg } \alpha = H / L = 178,5/270 = 0,66 \text{ D'où alors : } \alpha = 33.47$$

III.6 Evaluation des charges et surcharges

III.6.1 Charges permanentes

Tableau III.16: Charge permanente de la paillasse.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ²)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage grés céramique	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la paillasse	0,23	25	6
5	Les marches	0,09	25	2,25
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m²)			9.95	

Tableau III.17: Charge permanente du palier de repos.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage grés céralique	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre du palier	0,17	25	4.25
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m²)			5.95	

III.6.2 Charges d'exploitation

- Pour le palier de repos et la paillasse : $Q=2,5 \text{ kN/m}^2$

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

Détermination des sollicitations :

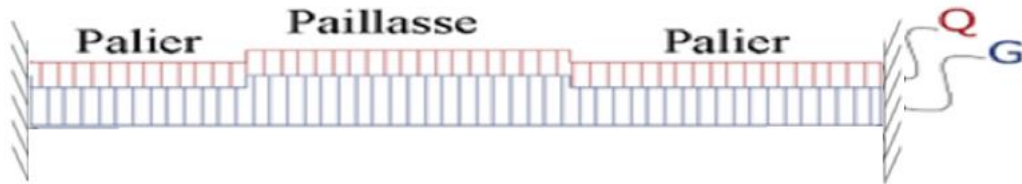


Figure III.12 : Chargement dans l'escalier.

Tableau III.18: Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	P _u (kN/ml)	P _{ser} (kN/ml)
Escalier	9.95	2,5	17,18	12.45

III.6.3 Ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 17,8 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $d = 0,9 h = 16,02 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

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

Tableau III.19: Ferrailage de l'escalier.

M _u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A' _s (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} / ml (cm ²)
18,41	0,050	Oui	0	0,167	14,49	2.46	6T16	12.06

III.6.3.1 Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{On adopte } S_t = 20\text{cm}$$

III.6.3.2 Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 3,01\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 6,03\text{cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est de 4T10=3.14cm² avec S_t=25cm

III.6.4 Vérification

III.6.4.1 Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,2cm^2 \quad 1,3$$

$$A_s = 12.06cm^2 \geq A_s^{\min} = 1,3 cm^2$$

III.6.4.2 Effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{19,97 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,148MPa < \bar{\tau}_u = 1.25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$49,7 \times 1000 / (1000 \times 160,2) = 0,368 MPa$$

III.6.4.3 Vérification à l'ELS

➤ **Vérification des contraintes**

- **Position de l'axe neutre**

$$by^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

- **Vérification de la contrainte du béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 MPa$$

$$A_s = 12.06cm^2 \quad , Y = 6,01cm \quad , I = 18849,80 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) \cdot y = (45,38 \cdot 10^6 / 18849,80 \cdot 10^4) = 14,46MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 14,46MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,0628 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,075 \leq 0,084 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,0628 \leq 0,085 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

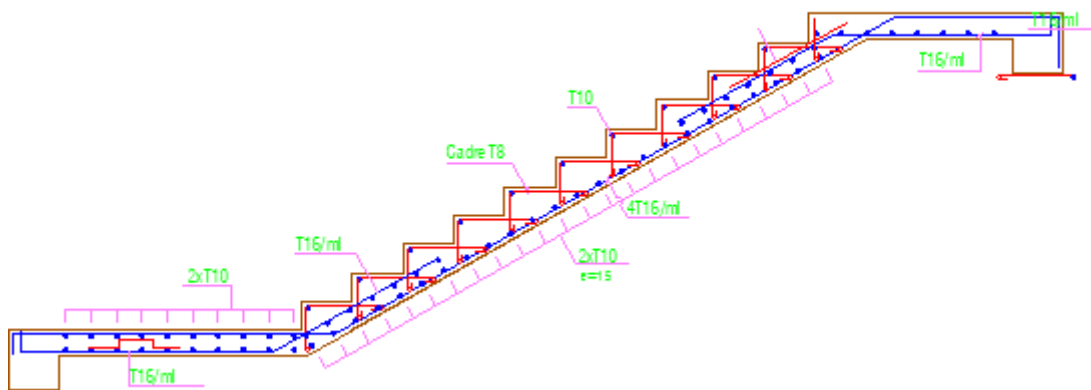


Figure III.13 : Ferrailage de l'Escalier.

III.7. Conclusion

Les éléments non structuraux ne participent pas à la stabilité et au contreventement du bâtiment mais sont des éléments importants qui peuvent transmettre les efforts aux éléments porteurs, de ce fait, leurs dimensionnements doivent être conformes aux règlements.

CHAPITRE IV

Etude Dynamique

IV.1 Introduction

L'objectif principal de l'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure (périodes propres, déplacements, ...) lorsqu'elle est soumise à une action dynamique comme pour le cas de séismes

IV.2 Etude dynamique

Au début de chaque analyse dynamique, il est toujours nécessaire de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1 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.2.2 Caractéristiques dynamiques propres

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 :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\}$$

Avec :

- [M] : Matrice de masse de la structure.
- [K] : Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

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 :

$$\{X(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \phi)$$

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- ϕ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2\{A\}\sin(\omega t + \phi)$$

$$[[K] - \omega^2 [M]]\{A\} \sin(\omega t + \phi) = \{0\}$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\}$$

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 :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0$$

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 $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 tel que :

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modal Shape).

IV.2.3 Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

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 [6].

IV.2.3.1 Modélisation de la rigidité

On considère que notre structure à p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n , dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre n 'a donc pour valeur : $n=6 \cdot p$.

- **Les éléments de portique**

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément 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 $i+1$).

- **Les voiles**

Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds, Leur rôle :

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales.
- Raidir la structure.

- **Les planchers**

Les planchers sont modélisés par des diaphragmes indéformables dans leur plan.

IV.2.3.2 Modélisation de la masse

La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ [1]. La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.

Le poids des planchers a été réparti sur les poutres.

En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, tel que $\beta=0,2$ (bâtiment d'habitation,).

IV.2.4 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 la 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.3 Etude sismique

IV.3.1 Stratégie du calcul sismique

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de 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 :

- Méthode statique équivalent :

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 la structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

- Méthode de l'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.

- Méthode de l'Analyse temporelle :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

Remarque : On a utilisé la méthode spectrale car les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées pour notre ouvrage qui est irrégulier et sa hauteur dépasse 17m [2], alors nous utiliserons **la méthode de L'analyse modale spectrale.**

IV.3.2 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 :

- 1) Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.3.2.1 Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

La représentation graphique du spectre de réponse est comme suit:

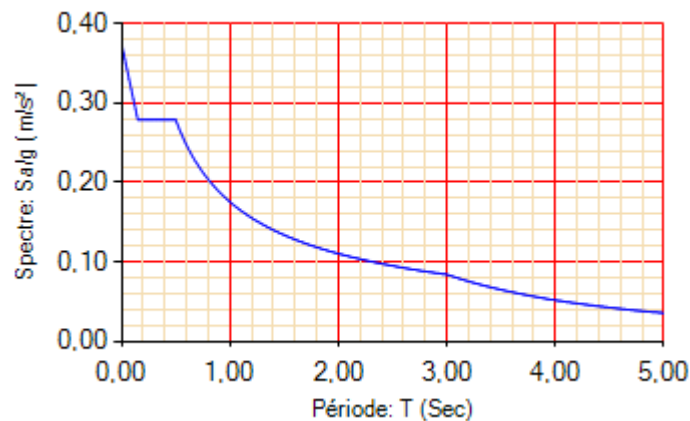


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.

- La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la 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).

IV.3.4 Procédure de calcul

IV.3.4.1 Calcul de la force sismique total

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

IV.3.4.2 Classification de l'ouvrage selon leur groupe d'usage et sa zone

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de Groupe 1B (ouvrage de grande importance) avec zone sismique : III. Ce qui implique $A = 0,3$.

IV.3.4.3 Facteur d'amplification dynamique moyen D

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S3 $\Rightarrow T_1 = 0.15$ s. $T_2 = 0.50$ s.

Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où: $\xi = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,8819$$

La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par [2]

Soit :

$$T_f = C_T (h_N)^{3/4}$$

- h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h).
- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a :

$$C_T = 0,05.$$

$$T_f = 0,050 (53,5)^{3/4} = 0,99$$
 s.

Soit :

$$T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

- h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

- Suivant la direction (x - x) : $T_{fx} = \frac{0,09 \times 40,8}{\sqrt{31,63}} = 0,67 \text{ s}$
- Suivant la direction (y - y) : $T_{fy} = \frac{0,09 \times 40,8}{\sqrt{26,18}} = 0,83 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0,99; 0,67) = 0,67\text{s} \\ T_y = \min(0,99; 0,83) = 0,83\text{s} \end{cases}$$

$$D'ou : D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,65}\right)^{2/3} = 1,813 \\ D_y = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,72}\right)^{2/3} = 1,375 \end{cases}$$

IV.3.4.4 Facteur de qualité Q

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,2$$

Tableau IV.1 : Facteur de Qualité 'q'.

Critère q	P _q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Non Observé	Observé	Non Observé
1- Condition minimale sur les files de contreventement.	0	-	0	-
2-Redondances en plan.	-	0,05	-	0,05
3- Régularité en plan.	-	0,05	-	0,05
4- Régularité en élévation.	-	0,05	-	0,05
5-Contrôle de la qualité des atériaux.	-	0,05	-	0,05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	-	0	-
Total	0,2		0,2	

- Le poids total de la structure

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

- β : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est classée pour un $\beta=0,2$ (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

IV.3.4.5 Coefficient de comportement R**Figure IV.2 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles.**

Il est fonction du système de contreventement, nous allons démarrer l'analyse avec **R=5** (Mixte portique /voiles avec interaction) car : $H > 33m$.

$$V_x = \frac{(0.3)(1,813)(1.2)}{5} W \Rightarrow V^x = 0,111 \times W$$

$$V_y = \frac{(0.25)(1,375)(1.2)}{5} W \Rightarrow V^y = 0,1038 \times W$$

IV.3.5 Calcul de la résultante des forces sismiques

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par [2] est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques 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...) dans le rapport ($r = \frac{0,8V}{V_t}$).

IV.3.5.1 Vérification des déplacements inter étage

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- 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).
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).
- Si les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :
 - Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
 - Rajouter des voiles dans la structure.
- L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.4 Résultats de l'analyse

Dans ce qui suit, nous allons présenter le calcul de notre structure, en considérant une épaisseur des voiles est égale à $e = 20$ cm. Pour cela, nous commencerons par le calcul de la structure avec seulement le voile de l'ascenseur, c'est le modèle initial.

IV.4.1 Modèle Initial

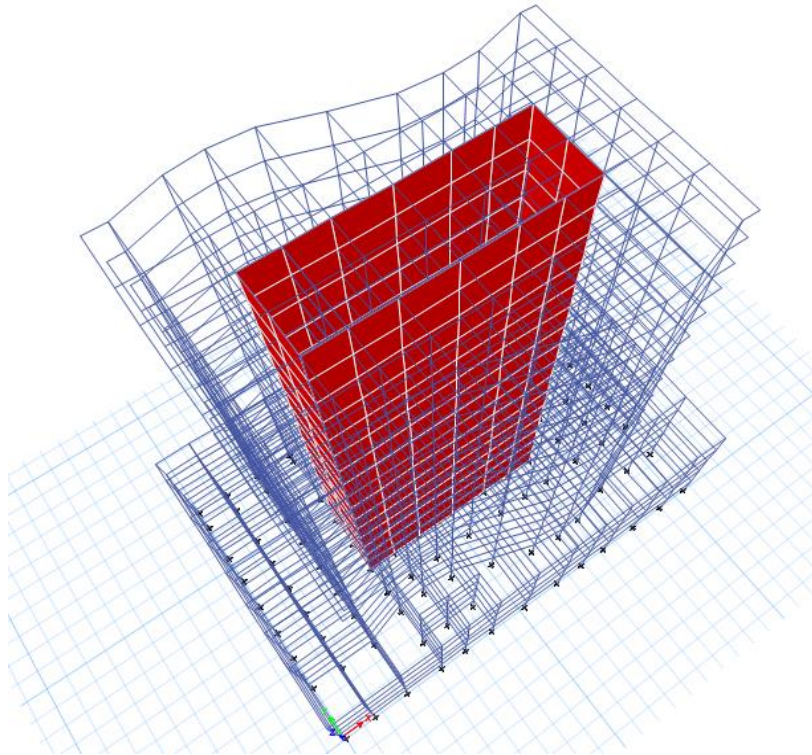
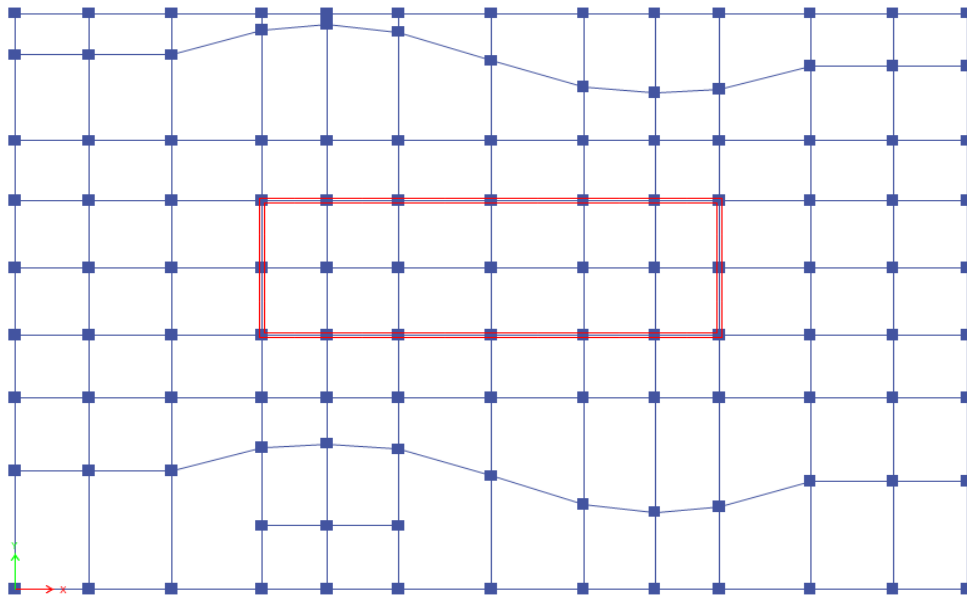


Figure IV.3: Disposition des voiles du modèle initial.

IV.4.1.1 Analyse Modale

L'analyse du modèle initial a donnée les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.

Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1,13	6,022E-06	0,6046	6,022E-06	0,6046
2	0,59	0,0032	0,0001	0,0032	0,6047
3	0,565	0,6261	1,863E-05	0,6293	0,6047
4	0,344	3,609E-06	0,2466	0,6293	0,8513
5	0,25	0,0036	8,871E-06	0,633	0,8513
6	0,178	2,966E-05	0,066	0,633	0,9173
7	0,174	0,2514	1,01E-05	0,8844	0,9173
8	0,138	9,396E-06	0,0001	0,8844	0,9173
9	0,113	1,194E-06	0,0297	0,8844	0,947
10	0,098	0,0017	2,276E-05	0,8861	0,9471
11	0,09	0,052	0	0,938	0,9471
12	0,085	1,421E-06	0,0204	0,938	0,9675

Les résultats de l'analyse du **Modèle 1** sont donnés comme suit :

- Une période fondamentale $T = 1,13s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation.

IV.4.2 Modèle Final

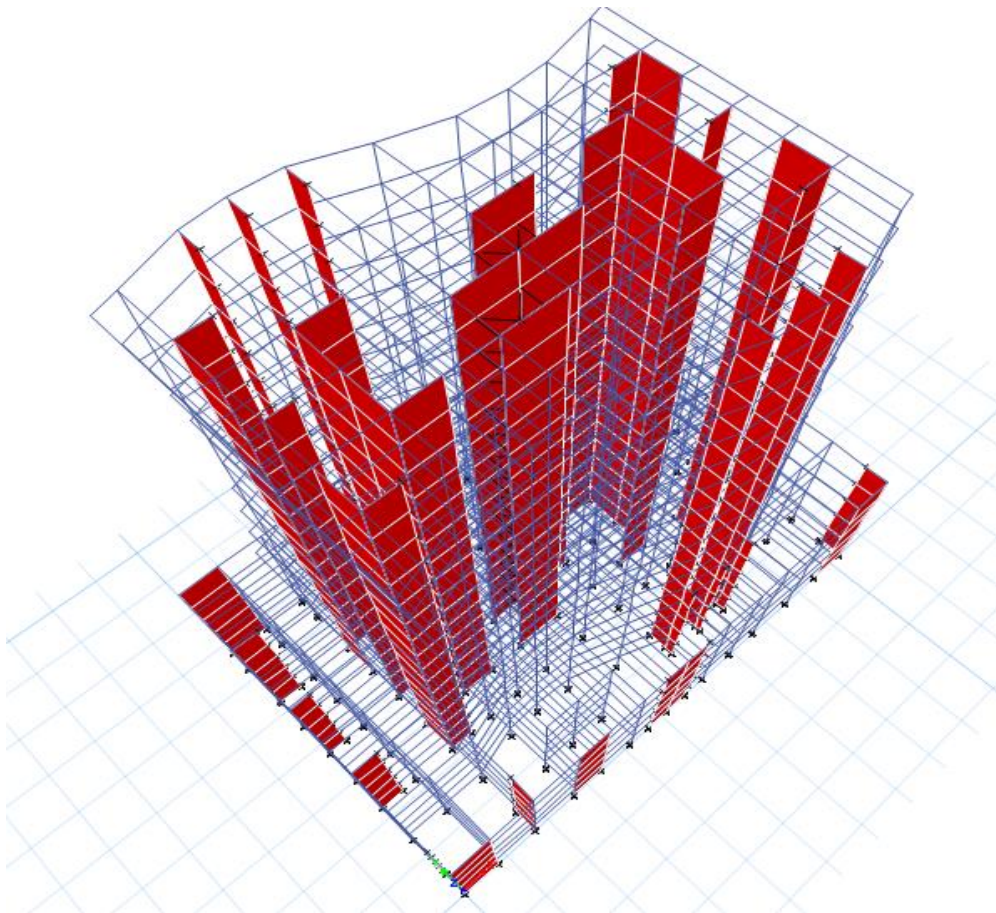
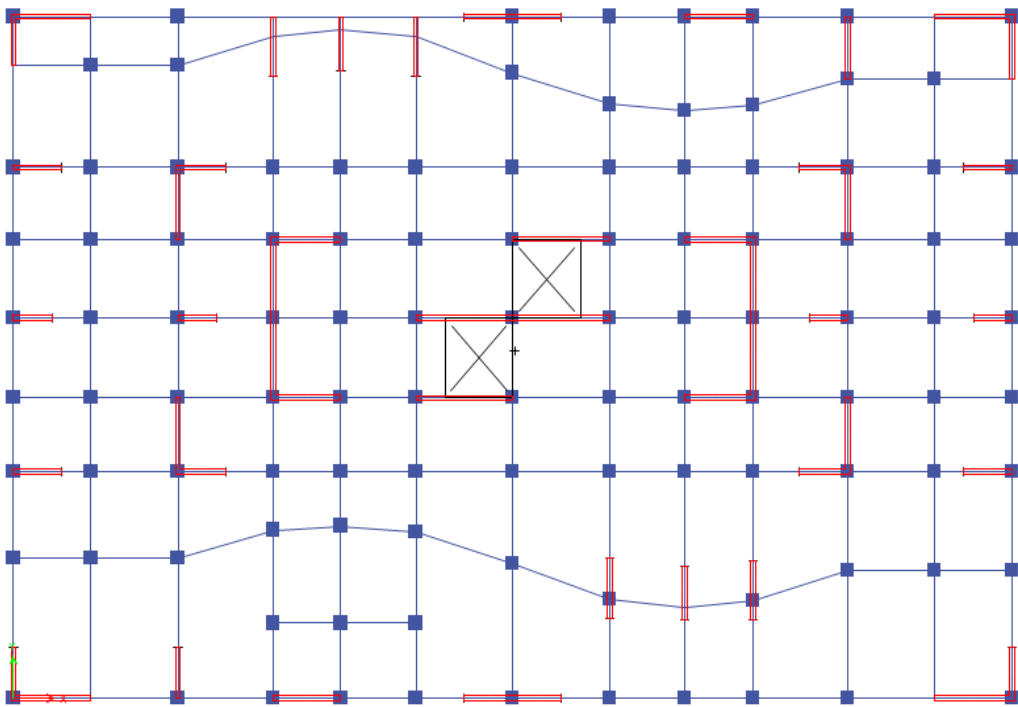


Figure IV.4 : Disposition des voiles de modèle final.

IV.4.2.1 Analyse Modale

L'analyse du modèle final a donnée les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1,104	0,5501	0,0006	0,5501	0,0006
2	1,032	0,0006	0,5714	0,5507	0,5721
3	0,886	0,0008	0,0004	0,5515	0,5725
4	0,312	0,2204	0,0002	0,772	0,5726
5	0,296	0,0002	0,2319	0,7721	0,8045
6	0,266	0,0001	0,0015	0,7722	0,806
7	0,153	0,0943	0,0001	0,8665	0,8061
8	0,147	0,0001	0,0833	0,8666	0,8893
9	0,139	0,0007	0,0002	0,8673	0,8895
10	0,088	0,0025	0,0342	0,8698	0,9237
11	0,088	0,038	0,0023	0,9077	0,9259
12	0,078	1,978E-06	3,288E-06	0,9077	0,926

L'analyse dynamique du **Modèle final** a conduit aux résultats suivants :

- Une période fondamentale : **T = 1,104 s.**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **11^{ème} mode.**
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Les résultantes des forces sismiques sont comme suit :

$$W = 241557,1226\text{kN} \rightarrow \begin{cases} V_{\square}^x = 45044,543\text{kN} \\ V_{\square}^y = 39072,054\text{kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V_{\square}^x = 36035,63\text{kN} \\ 0,8V_{\square}^y = 31257,64\text{kN} \end{cases}$$

Or d'après le fichier des résultats d'ETABS17 on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 36383,1965\text{kN} > 0,8V^x = 36035,63\text{kN} \\ F_2 = V_t^y = 31495,0292\text{kN} > 0,8V^y = 31257,64\text{kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 0,8V^x / V_t^x = 1,25 \\ r_y = 0,8V^y / V_t^y = 1,20 \end{cases}$$

IV.4.2.2 Vérifications des déplacements inter-étage

Les résultats du des déplacements inter-étage pour le modèle final est comme suit

Tableau IV.4: Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

Niveaux	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obser
Terrasse	108,65	84,61	380,29	296,14	26,62	19,84	0,0357	Vérifier
15 ^{eme}	101,04	78,94	353,66	276,29	27,73	21,26	0,0357	Vérifier
14 ^{eme}	93,12	72,86	325,93	255,02	28,74	22,33	0,0357	Vérifier
13 ^{eme}	84,91	66,48	297,19	232,69	29,73	23,317	0,0357	Vérifier
12 ^{eme}	76,41	59,82	267,45	209,37	30,38	23,81	0,0357	Vérifier
11 ^{eme}	67,73	53,01	237,07	185,55	30,77	23,99	0,0357	Vérifier
10 ^{eme}	58,94	46,15	206,30	161,55	30,63	23,40	0,0357	Vérifier
9 ^{eme}	50,19	39,47	175,66	138,15	30,135	22,42	0,0357	Vérifier
8 ^{eme}	41,58	33,06	145,53	115,73	28,97	20,96	0,0357	Vérifier
7 ^{eme}	33,30	27,07	116,56	94,76	27,28	20,04	0,0357	Vérifier
6 ^{eme}	25,50	21,34	89,27	74,72	24,29	16,73	0,0357	Vérifier
5 ^{eme}	18,56	16,56	64,98	57,99	19,53	16,49	0,0357	Vérifier
4 ^{eme}	12,98	11,85	45,45	41,49	17,16	14,89	0,0357	Vérifier
3 ^{eme}	8,08	7,59	28,29	26,59	13,93	12,58	0,0357	Vérifier
2 ^{eme}	4,10	4,00	14,35	14,01	9,817	9,39	0,0357	Vérifier
1 ^{er}	1,29	1,31	4,53	4,61	4,539	4,616	0,0357	Vérifier
RDC	0	0	0	0	0	0	0,0357	Vérifier

Nous constatons que les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le règlement [2].

IV.4.2.3 Vérification du critère de l'effort normal réduit

Outre les vérifications [1] et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPA).

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	v	Condition
<i>RDC</i>	4017,46	70X70	0,273	< 0,3
<i>Etage 1</i>	4017,46	70X70	0,273	< 0,3
<i>Etage 2</i>	3413,94	65X65	0,269	< 0,3
<i>Etage 3</i>	3413,94	65X65	0,269	< 0,3
<i>Etage 4</i>	3102,97	60X60	0,287	< 0,3
<i>Etage 5</i>	3102,97	60X60	0,287	< 0,3
<i>Etage 6</i>	3102,97	60X60	0,287	< 0,3
<i>Etage 7</i>	3102,97	60X60	0,287	< 0,3
<i>Etage 8</i>	2473,23	55X55	0,273	< 0,3
<i>Etage 9</i>	2473,23	55X55	0,273	< 0,3
<i>Etage 10</i>	1796,20	50X50	0,239	< 0,3
<i>Etage 11</i>	1796,20	50X50	0,239	< 0,3
<i>Etage 12</i>	1122,44	45X45	0,185	< 0,3
<i>Etage 13</i>	1122,44	45X45	0,185	< 0,3
<i>Etage 14</i>	492,69	40X40	0,103	< 0,3
<i>Etage 15</i>	492,69	40X40	0,103	< 0,3

IV.4.2.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- **P_k** : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ». (G+0,2Q)
 - **V_k** : effort tranchant d'étage au niveau « k »
 - **Δ_k** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
 - **h_k** : hauteur de l'étage « k ».
- **Selon le Sens x :**

Tableau IV.6 : Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens 'x'.

Niveaux	P _k (kN)	Δ _k (m)	V _k (kN)	h _k (m)	θ	Observation
<i>Etage 15</i>	12403,63	0,026	5546,36	3,57	0,017	Vérifier
<i>Etage 14</i>	24002,63	0,027	9960,53	3,57	0,019	Vérifier
<i>Etage 13</i>	35719,03	0,028	13223,55	3,57	0,022	Vérifier
<i>Etage 12</i>	47322,88	0,029	15742,83	3,57	0,025	Vérifier
<i>Etage 11</i>	58991,39	0,030	17827,82	3,57	0,028	Vérifier
<i>Etage 10</i>	70278,47	0,030	19593,15	3,57	0,031	Vérifier
<i>Etage 9</i>	81602,04	0,030	21152,02	3,57	0,033	Vérifier
<i>Etage 8</i>	93026,64	0,030	22665,45	3,57	0,035	Vérifier
<i>Etage 7</i>	104585,64	0,028	24180,67	3,57	0,035	Vérifier
<i>Etage 6</i>	116505,13	0,027	25739,66	3,57	0,035	Vérifier
<i>Etage 5</i>	128694,22	0,024	27214,12	3,57	0,032	Vérifier
<i>Etage 4</i>	150580,22	0,019	29559,22	3,57	0,028	Vérifier
<i>Etage 3</i>	173022,45	0,017	32093,87	3,57	0,026	Vérifier
<i>Etage 2</i>	195464,68	0,013	34304,71	3,57	0,022	Vérifier
<i>Etage 1</i>	218510,90	0,009	35796,44	3,57	0,017	Vérifier
<i>RDC</i>	241557,12	0,004	36383,19	3,57	0,008	Vérifier

- Selon le Sens y :

Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le Sens 'y'.

Niveaux	P _k (kN)	Δ_k (m)	V _k (kN)	h _k (m)	θ	Observation
<i>Etage 15</i>	12403,63	0,019	4507,80	3,57	0,015	Vérifier
<i>Etage 14</i>	24002,63	0,021	8262,72	3,57	0,017	Vérifier
<i>Etage 13</i>	35719,03	0,022	11156,77	3,57	0,020	Vérifier
<i>Etage 12</i>	47322,88	0,023	13431,56	3,57	0,023	Vérifier
<i>Etage 11</i>	58991,39	0,023	15302,97	3,57	0,026	Vérifier
<i>Etage 10</i>	70278,47	0,023	16872,86	3,57	0,028	Vérifier
<i>Etage 9</i>	81602,04	0,023	18240,53	3,57	0,029	Vérifier
<i>Etage 8</i>	93026,64	0,022	19531,83	3,57	0,030	Vérifier
<i>Etage 7</i>	104585,6	0,020	20794,01	3,57	0,030	Vérifier
<i>Etage 6</i>	116505,13	0,020	22100,74	3,57	0,030	Vérifier
<i>Etage 5</i>	128694,22	0,016	23370,54	3,57	0,026	Vérifier
<i>Etage 4</i>	150580,22	0,016	25405,37	3,57	0,027	Vérifier
<i>Etage 3</i>	173022,45	0,014	27577,14	3,57	0,026	Vérifier
<i>Etage 2</i>	195464,68	0,012	29523,71	3,57	0,023	Vérifier
<i>Etage 1</i>	218510,90	0,009	30912,70	3,57	0,019	Vérifier
<i>RDC</i>	241557,12	0,004	31495,02	3,57	0,010	Vérifier

IV.4.2.5 Justification du choix du coefficient de comportement

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par [2], Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

➤ **Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :**

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 277328,5988$ kN (ELS « G+Q »).

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 179743,882$ kN (ELS « G+Q »).

$P_{voiles}/ P_{Tot}=64,81 \% > 20\%$.

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

IV.5 Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de :

- ◆ Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{er} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- ◆ Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.V_{MSE}$), avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- ◆ Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- ◆ Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.
- ◆ Vérifier le pourcentage donné par [2] pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=3,5$) est justifié, les dimensions des poteaux étaient changées, et le f_{c28} était augmenter vers 30Mpa.

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction

Le présent chapitre consiste à calculer le ferrailage des éléments résistants de notre structure et de vérifier leurs résistances vis-à-vis des différentes sollicitations. Dans notre cas ces éléments sont :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

V.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétries, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (due à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section entièrement tendue **SET**.
- ✓ Section entièrement comprimée **SEC**.
- ✓ Section partiellement comprimée **SPC**.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bc} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	18	1,15	500	434,85
Accidentelle	1,15	30	22,17	1	500	500

V.2.1 Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons :

V.2.1.1 Combinaisons Situation durable [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

V.2.1.2 Combinaisons Situation accidentelle [2]

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Avec :

- G : Charges permanentes.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$)
- ✓ Moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$)
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{\min}, M_{\text{corr}}$)

V.2.1.3 Recommandations

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet [1].

- Leur pourcentage est limité par :
 - ✓ $0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\%$: Zone courante (Z.C)
 - ✓ $0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\%$: Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

- A_s : La section d'acier.
- B : Section du béton [cm²].
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 33cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.2 Résultats des efforts et ferrailage des poteaux

Les résultats des efforts sont donnés après calcul par logiciel [6]

Les tableaux ci-après regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

Remarque : Le logiciel de **SOCOTEC** est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

V.2.3 Situation durable

- Combinaison : ELU = 1,35 G + 1,5 Q

❖ **Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{max}, M^{corr})**

Tableau V.2 : Ferrillages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).

Etage	Section	N^{max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
15 ^{eme}	40x40	-212,28	57,18	SPC	1,29	0	14,40
14 ^{eme}	40x40	-429,37	45,10	SEC	0	0	14,40
13 ^{eme}	45x45	-651,36	61,27	SEC	0	0	18,22
12 ^{eme}	45x45	-873,58	50,90	SEC	0	0	18,22
11 ^{eme}	50x50	-1103,50	63,90	SEC	0	0	22,50
10 ^{eme}	50x50	-1336,44	52,60	SEC	0	0	22,50
9 ^{eme}	55x55	-1580,12	62,89	SEC	0	0	27,23
8 ^{eme}	55x55	-1828,63	51,78	SEC	0	0	27,23
7 ^{eme}	60x60	-2090,39	58,43	SEC	0	0	32,40
6 ^{eme}	60x60	-2357,71	54,09	SEC	0	0	32,40
5 ^{eme}	60x60	-2636,36	47,56	SEC	0	0	32,40
4 ^{eme}	60x60	-2918,56	36,67	SEC	0	0	32,40
3 ^{eme}	65x65	-3220,36	38,70	SEC	0	0	38,02
2 ^{eme}	65x65	-3530,83	28,25	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	70x70	-3916,52	58,70	SEC	0	0	44,10
RDC	70x70	-4363,52	19,59	SEC	0	0	44,10

❖ **Moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}) :**

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} ; N^{corr}).

Etage	Section	M^{\max} (Kn.m)	N^{CORR} (kN)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
15 ^{eme}	40x40	-62,89	-210,52	SPC	1,72	0	14,40
14 ^{eme}	40x40	-49,73	-424,80	SEC	0	0	14,40
13 ^{eme}	45x45	-67,52	-643,30	SEC	0	0	18,22
12 ^{eme}	45x45	-55,91	-861,55	SEC	0	0	18,22
11 ^{eme}	50x50	-69,71	-1087,22	SEC	0	0	22,50
10 ^{eme}	50x50	-56,83	-1315,86	SEC	0	0	22,50
9 ^{eme}	55x55	-67,11	-1555,22	SEC	0	0	27,23
8 ^{eme}	55x55	-54,26	-1799,40	SEC	0	0	27,23
7 ^{eme}	60x60	63,94	-1927,79	SEC	0	0	32,40
6 ^{eme}	60x60	-66,84	-2010,62	SEC	0	0	32,40
5 ^{eme}	60x60	120,98	-2386,76	SEC	0	0	32,40
4 ^{eme}	60x60	172,70	-223,70	SPC	4,91	0	32,40
3 ^{eme}	65x65	-115,70	-532,37	SEC	0	0	38,02
2 ^{eme}	65x65	-101,28	-801,04	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	70x70	-125,42	-1076,41	SEC	0	0	44,10
RDC	70x70	69,4501	-1299,63	SEC	0	0	44,10

❖ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} ; M^{corr}).

Etage	Section	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
15 ^{eme}	40x40	-92,58	14,76	SEC	0	0	14,40
14 ^{eme}	40x40	-217,58	-6,75	SEC	0	0	14,40
13 ^{eme}	45x45	-345,92	-10,5	SEC	0	0	18,22
12 ^{eme}	45x45	-484,92	2,68	SEC	0	0	18,22
11 ^{eme}	50x50	-675,26	-8,77	SEC	0	0	22,50
10 ^{eme}	50x50	-737,02	7,02	SEC	0	0	22,50
9 ^{eme}	55x55	-827,18	9,38	SEC	0	0	27,23
8 ^{eme}	55x55	-949,61	9,11	SEC	0	0	27,23
7 ^{eme}	60x60	-1089,77	14,76	SEC	0	0	32,40
6 ^{eme}	60x60	-1258,52	15,42	SEC	0	0	32,40
5 ^{eme}	60x60	-1459,72	-25,35	SEC	0	0	32,40
4 ^{eme}	60x60	-113,94	48,22	SPC	0,64	0	32,40
3 ^{eme}	65x65	-277,36	26,14	SEC	0	0	38,02
2 ^{eme}	65x65	-444,04	5,21	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	70x70	-611,48	4,81	SEC	0	0	44,10
RDC	70x70	-785,73	3,08	SEC	0	0	44,10

V.2.4 Situation accidentel

- Combinaison : G+Q±E
- ❖ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).

Etage	Section	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
15 ^{eme}	40x40	-221,97	-92,92	SPC	3,16	0	14,40
14 ^{eme}	40x40	-492,69	-82,71	SEC	0	0	14,40
13 ^{eme}	45x45	-798,53	-120,56	SEC	0	0	18,22
12 ^{eme}	45x45	-1122,44	-110,15	SEC	0	0	18,22
11 ^{eme}	50x50	-1460,01	-152,36	SEC	0	0	22,50
10 ^{eme}	50x50	-1796,19	-143,50	SEC	0	0	22,50
9 ^{eme}	55x55	-2134,35	-203,99	SEC	0	0	27,23
8 ^{eme}	55x55	-2473,22	-133,90	SEC	0	0	27,23
7 ^{eme}	60x60	-2739,85	-191,50	SEC	0	0	32,40
6 ^{eme}	60x60	-3102,97	-209,78	SEC	0	0	32,40
5 ^{eme}	60x60	-3471,90	-163,75	SEC	0	0	32,40
4 ^{eme}	60x60	-2861,80	-128,35	SEC	0	0	32,40
3 ^{eme}	65x65	-3130,99	-148,66	SEC	0	0	38,02
2 ^{eme}	65x65	-3413,93	-122,45	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	70x70	-3712,31	-110,47	SEC	0	0	44,10
RDC	70x70	-4017,46	-169,15	SEC	0	0	44,10

❖ **Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)**

Tableau V.6 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Etage	Section	M^{\max} (Kn.m)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_s^{\min} (RPA) (cm ²)
15 ^{eme}	40x40	252,82	-57,67	SEC	15,69	0	14,40
14 ^{eme}	40x40	209,12	-146,34	SPC	11,72	0	14,40
13 ^{eme}	45x45	300,29	-236,15	SPC	14,57	0	18,22
12 ^{eme}	45x45	265,52	-325,93	SPC	11,57	0	18,22
11 ^{eme}	50x50	350,38	-419,84	SPC	13,34	0	22,50
10 ^{eme}	50x50	308,55	-510,11	SPC	10,19	0	22,50
9 ^{eme}	55x55	389,74	-645,74	SPC	11,01	0	27,23
8 ^{eme}	55x55	340,23	-786,98	SPC	7,25	0	27,23
7 ^{eme}	60x60	-401,17	-1671,47	SPC	0,38	0	32,40
6 ^{eme}	60x60	-373,68	-1945,20	SEC	0	0	32,40
5 ^{eme}	60x60	-366,54	-2222,19	SEC	0	0	32,40
4 ^{eme}	60x60	412,32	68,69	SPC	16,9	0	32,40
3 ^{eme}	65x65	-339,43	-682,11	SPC	5,1	0	38,02
2 ^{eme}	65x65	-279,85	-1003,34	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	70x70	248,95	771,28	SPC	16,48	0	44,10
RDC	70x70	209,45	-1553,28	SEC	0	0	44,10

❖ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr}).

Etage	Section	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
15 ^{eme}	40x40	19,21	127,25	SPC	7,72	0	14,40
14 ^{eme}	40x40	-0,04	107,74	SPC	6,31	0	14,40
13 ^{eme}	45x45	-17,97	94,59	SPC	4,63	0	18,22
12 ^{eme}	45x45	34,14	89,74	SPC	4,93	0	18,22
11 ^{eme}	50x50	105,90	118,63	SPC	6,55	0	22,50
10 ^{eme}	50x50	156,38	78,08	SPC	5,23	0	22,50
9 ^{eme}	55x55	210,87	107,64	SPC	6,72	0	27,23
8 ^{eme}	55x55	293,91	127,83	SPC	8,46	0	27,23
7 ^{eme}	60x60	364,87	140,03	SPC	9,25	0	32,40
6 ^{eme}	60x60	418,80	138,62	SPC	9,79	0	32,40
5 ^{eme}	60x60	504,98	104,03	SET	9,38	0,72	32,40
4 ^{eme}	60x60	189,69	305	SPC	13,76	0	32,40
3 ^{eme}	65x65	472,46	150,96	SPC	10,41	0	38,02
2 ^{eme}	65x65	676,71	121,48	SET	11,44	2,09	38,02
1 ^{er}	70x70	808,88	83,45	SET	11,07	5,11	44,10
RDC	70x70	1469,07	20,50	SET	15,46	13,96	44,10

- **Combinaison : 0,8G±E**
- ❖ **Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)**

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).

Etage	Section	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
15 ^{eme}	40x40	-183,12	-106,11	SPC	6,57	0	14,40
14 ^{eme}	40x40	-409,84	-88,13	SPC	1,03	0	14,40
13 ^{eme}	45x45	-661,62	-128,64	SPC	0,02	0	18,22
12 ^{eme}	45x45	-930,47	-117,64	SEC	0	0	18,22
11 ^{eme}	50x50	-1215,05	-162,37	SEC	0	0	22,50
10 ^{eme}	50x50	-1504,68	-151,91	SPC	0	0	22,50
9 ^{eme}	55x55	-1803,22	-214,77	SPC	0	0	27,23
8 ^{eme}	55x55	-2106,80	-142,20	SPC	0	0	27,23
7 ^{eme}	60x60	-2343,68	-203,64	SPC	0	0	32,40
6 ^{eme}	60x60	-2667,93	-223,49	SPC	0	0	32,40
5 ^{eme}	60x60	-2993,05	-177,91	SPC	0	0	32,40
4 ^{eme}	60x60	-2320,50	-228,95	SEC	0	0	32,40
3 ^{eme}	65x65	-2457,57	-158,20	SEC	0	0	38,02
2 ^{eme}	65x65	-2636,22	-131,27	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	70x70	-2828,54	-207,01	SEC	0	0	44,10
RDC	70x70	-3156,80	-182,20	SEC	0	0	44,10

❖ **Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)**

Tableau V.9 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}; N^{\text{corr}}$).

Etage	Section	M^{corr} (Kn.m)	N^{max} (kN)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	A_s^{min} (RPA) (cm ²)
15 ^{eme}	40x40	-247,78	-141,19	SPC	14,66	0	14,40
14 ^{eme}	40x40	-204,87	-253,88	SPC	10,52	0	14,40
13 ^{eme}	45x45	-294,59	-375,04	SPC	13,07	0	18,22
12 ^{eme}	45x45	-261,20	-500,81	SPC	9,84	0	18,22
11 ^{eme}	50x50	-346,06	-635,64	SPC	11,29	0	22,50
10 ^{eme}	50x50	304,86	-318,77	SPC	11,69	0	22,50
9 ^{eme}	55x55	385,24	-421,56	SPC	12,59	0	27,23
8 ^{eme}	55x55	336,41	-510,22	SPC	9,42	0	27,23
7 ^{eme}	60x60	394,27	-579,06	SPC	9,81	0	32,40
6 ^{eme}	60x60	363,85	-175,90	SPC	12,34	0	32,40
5 ^{eme}	60x60	-356,72	-1750,10	SEC	0	0	32,40
4 ^{eme}	60x60	410,70	110,82	SPC	17,25	0	32,40
3 ^{eme}	65x65	-338,45	-585,05	SPC	6,03	0	38,02
2 ^{eme}	65x65	-279,05	-858,29	SPC	1,03	0	38,02
1 ^{er}	70x70	-245,52	-1097,67	SEC	0	0	44,10
RDC	70x70	203,55	-807,68	SEC	0	0	44,10

❖ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.10 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr}).

Etage	Section	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
15 ^{eme}	40x40	33,01	129,70	SPC	8,01	0	14,40
14 ^{eme}	40x40	63,9	67,45	SPC	4,54	0	14,40
13 ^{eme}	45x45	103,98	99,06	SPC	6,15	0	18,22
12 ^{eme}	45x45	161,22	88,73	SPC	6,23	0	18,22
11 ^{eme}	50x50	256,06	117,15	SPC	8,10	0	22,50
10 ^{eme}	50x50	325,93	76,02	SPC	7	0	22,50
9 ^{eme}	55x55	452,71	151,08	SPC	11,15	0	27,23
8 ^{eme}	55x55	597,50	131,85	SPC	11,97	0	27,23
7 ^{eme}	60x60	700,97	106,97	SET	11,59	2,43	32,40
6 ^{eme}	60x60	848,30	148,15	SET	14,67	2,30	32,40
5 ^{eme}	60x60	978,30	114,82	SET	14,57	5	32,40
4 ^{eme}	60x60	582,14	162,78	SPC	12,72	0	32,40
3 ^{eme}	65x65	585,17	184,66	SPC	12,82	0	38,02
2 ^{eme}	65x65	848,72	127,77	SET	13,40	3,57	38,02
1 ^{er}	70x70	1044,70	88,32	SET	13,60	7,29	44,10
RDC	70x70	1794,14	21,78	SET	18,72	17,16	44,10

V.2.5 Choix des armatures

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux.

Etages	Sections (cm ²)	As cal (cm ²)	As min (cm ²)	As max (Z.C)(cm ²)	As max (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	As adopté (cm ²)
15 ^{eme}	40x40	15,69	14,40	64	96	4T16+8T14	20,36
14 ^{eme}	40x40	11,72	14,40	64	96	4T16+8T14	20,36
13 ^{eme}	45x45	14,57	18,22	81	121,5	4T16+8T14	20,36
12 ^{eme}	45x45	11,57	18,22	81	121,5	4T16+8T14	20,36
11 ^{eme}	50x50	13,34	22,50	100	150	4T20+8T16	28,65
10 ^{eme}	50x50	11,29	22,50	100	150	4T20+8T16	28,65
9 ^{eme}	55x55	12,59	27,23	121	181,5	4T20+8T16	28,65
8 ^{eme}	55x55	11,97	27,23	121	181,5	4T20+8T16	28,65
7 ^{eme}	60x60	11,59	32,40	144	216	12T20	37,70
6 ^{eme}	60x60	14,67	32,40	144	216	12T20	37,70
5 ^{eme}	60x60	14,57	32,40	144	216	12T20	37,70
4 ^{eme}	60x60	17,25	32,40	144	216	12T20	37,70
3 ^{eme}	65x65	12,82	38,02	169	253,5	4T25+8T20	47,77
2 ^{eme}	65x65	13,40	38,02	169	253,5	4T25+8T20	44,77
1 ^{er}	70x70	16,48	44,10	196	294	4T25+8T20	44,77
RDC	70x70	18,72	44,10	196	294	4T25+8T20	44,77

V.2.6 Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ **Béton** $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$

➤ **Acier**

- | | |
|---|--|
| { | Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification. |
| { | Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_c , \text{Max} (0,5f_c ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$ |
| { | Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\xi$ |

Avec :

– $\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable : $\sigma_s = 250\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{cor}

Tableau V.12 : Vérification des contraintes des poteaux.

Étage	Sections (cm ²)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	A_s adopté (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
15 ^{eme}	40x40	-156,61	41,30	20,36	39,7	250	3,24	18	Vérifier
14 ^{eme}	40x40	-313,46	18,62	20,36	33,4	250	2,43	18	Vérifier
13 ^{eme}	45x45	-474,03	44,15	20,36	49,1	250	3,64	18	Vérifier
12 ^{eme}	45x45	-634,79	36,67	20,36	49	250	3,53	18	Vérifier
11 ^{eme}	50x50	-801,23	46,03	28,65	51,7	250	3,72	18	Vérifier
10 ^{eme}	50x50	-969,88	37,88	28,65	56,4	250	3,98	18	Vérifier
9 ^{eme}	55x55	-1146,40	45,28	28,65	56,9	250	4,01	18	Vérifier
8 ^{eme}	55x55	-1326,40	37,27	28,65	61,7	250	4,28	18	Vérifier
7 ^{eme}	60x60	-1516,09	42,06	37,70	56,8	250	3,93	18	Vérifier
6 ^{eme}	60x60	-1709,80	38,92	37,70	62,3	250	4,29	18	Vérifier
5 ^{eme}	60x60	-1911,65	34,22	37,70	67,7	250	4,63	18	Vérifier
4 ^{eme}	60x60	-2116,08	26,37	37,70	72,6	250	4,93	18	Vérifier
3 ^{eme}	65x65	-2334,78	27,83	47,77	66,3	250	4,49	18	Vérifier
2 ^{eme}	65x65	-2559,73	20,32	44,77	71,1	250	4,79	18	Vérifier
1 ^{er}	70x70	-2838,43	42,21	44,77	72,9	250	4,95	18	Vérifier
RDC	70x70	-3162,00	14,09	44,77	76,8	250	5,15	18	Vérifier

❖ N_{ser}^{cor} ; M_{ser}^{max}

Tableau V.13 : Vérification des contraintes des poteau

Etage	Sections (cm ²)	M _{ser} (kN)	N _{ser} (kNm)	A _s adopté (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérif
15 ^{eme}	40x40	-45,44	-155,36	20,36	42,6	250	3,51	18	Vérifier
14 ^{eme}	40x40	-35,84	-310,17	20,36	44,7	250	3,39	18	Vérifier
13 ^{eme}	45x45	-48,67	-468,21	20,36	51,1	250	3,82	18	Vérifier
12 ^{eme}	45x45	-40,29	-626,09	20,36	55,8	250	4,06	18	Vérifier
11 ^{eme}	50x50	-50,22	-789,48	28,65	52,7	250	3,8	18	Vérifier
10 ^{eme}	50x50	-40,93	-955,00	28,65	56,8	250	4,03	18	Vérifier
9 ^{eme}	55x55	-48,32	-1128,41	28,65	57,1	250	4,03	18	Vérifier
8 ^{eme}	55x55	-39,05	-1305,29	28,65	61,3	250	4,27	18	Vérifier
7 ^{eme}	60x60	46,04	-1399,31	37,70	53,9	250	3,76	18	Vérifier
6 ^{eme}	60x60	-48,18	-1459,91	37,70	56,3	250	3,92	18	Vérifier
5 ^{eme}	60x60	87,47	-1732,47	37,70	73,1	250	5,18	18	Vérifier
4 ^{eme}	60x60	124,53	-161,66	37,70	33,8	250	2,96	18	Vérifier
3 ^{eme}	65x65	-83,37	-386,19	47,77	24,5	250	1,88	18	Vérifier
2 ^{eme}	65x65	-72,96	-581,11	44,77	27,5	250	2,03	18	Vérifier
1 ^{er}	70x70	-90,32	-781,01	44,77	31,2	250	2,29	18	Vérifier
RDC	70x70	50,00	-942,29	44,77	29,5	250	2,08	18	Vérifier

❖ N_{ser}^{min} ; M_{ser}^{cor}

Tableau V.14 : Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	A _S adopté (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérif
15 ^{eme}	40x40	-67,99	10,74	20,36	12,4	250	0,9	18	Vérifier
14 ^{eme}	40x40	-158,94	-4,88	20,36	14,6	250	0,96	18	Vérifier
13 ^{eme}	45x45	-252,23	-7,61	20,36	19	250	1,25	18	Vérifier
12 ^{eme}	45x45	-353,33	1,93	20,36	22,1	250	1,4	18	Vérifier
11 ^{eme}	50x50	-461,10	3,25	28,65	22,8	250	1,44	18	Vérifier
10 ^{eme}	50x50	-537,31	5,06	28,65	27	250	1,72	18	Vérifier
9 ^{eme}	55x55	-603,16	6,77	28,65	26,5	250	1,68	18	Vérifier
8 ^{eme}	55x55	-692,64	6,62	28,65	30	250	1,91	18	Vérifier
7 ^{eme}	60x60	-794,98	10,70	37,70	28,8	250	1,83	18	Vérifier
6 ^{eme}	60x60	-918,20	11,16	37,70	33	250	2,1	18	Vérifier
5 ^{eme}	60x60	-1064,8	-18,43	37,70	39,4	250	2,53	18	Vérifier
4 ^{eme}	60x60	-82,38	34,69	37,70	11	250	0,85	18	Vérifier
3 ^{eme}	65x65	-201,21	18,81	47,77	8,7	250	0,59	18	Vérifier
2 ^{eme}	65x65	-322,80	3,80	44,77	9,6	250	0,61	18	Vérifier
1 ^{er}	70x70	-444,76	3,55	44,77	11,6	250	0,73	18	Vérifier
RDC	70x70	-571,78	2,26	44,77	14,5	250	0,91	18	Vérifier

V.2.7 Vérification vis-à-vis de l’Effort Tranchant

• **Vérification de la Contrainte de Cisaillement**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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.
- τ̄_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte τ̄_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

• **Selon le règlement [2]**

- τ̄_u = Min (0,10f_{c28}, 4MPa)Fissuration préjudiciable.

• Selon le règlement [1]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

- $\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$
- $\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

- λ : L'élancement du poteau $\left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right)$
- i : Rayon de giration.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau.
- L_f : Longueur de flambement.

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right) = \text{sqrt}(12) \times 0.7 \times 3,57 / a$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u RPA (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
15 ^{ème}	40x40	37,82	0,26	21,64	0,075	2,25	3,00	Vérifier
14 ^{ème}	40x40	28,48	0,20	21,64	0,075	2,25	3,00	Vérifier
13 ^{ème}	45x45	38,98	0,21	19,23	0,075	2,25	3,00	Vérifier
12 ^{ème}	45x45	32,44	0,18	19,23	0,075	2,25	3,00	Vérifier
11 ^{ème}	50x50	40,37	0,18	17,31	0,075	2,25	3,00	Vérifier
10 ^{ème}	50x50	33,09	0,15	17,31	0,075	2,25	3,00	Vérifier
9 ^{ème}	55x55	38,96	0,14	15,73	0,075	2,25	3,00	Vérifier
8 ^{ème}	55x55	31,65	0,12	15,73	0,075	2,25	3,00	Vérifier
7 ^{ème}	60x60	36,43	0,11	14,42	0,075	2,25	3,00	Vérifier
6 ^{ème}	60x60	34,76	0,11	14,42	0,075	2,25	3,00	Vérifier
5 ^{ème}	60x60	55,40	0,17	14,42	0,075	2,25	3,00	Vérifier
4 ^{ème}	60x60	102,01	0,32	14,42	0,075	2,25	3,00	Vérifier
3 ^{ème}	65x65	66,64	0,18	13,31	0,075	2,25	3,00	Vérifier
2 ^{ème}	65x65	60,26	0,16	13,31	0,075	2,25	3,00	Vérifier
1 ^{er}	70x70	69,04	0,16	12,36	0,075	2,25	3,00	Vérifier
RDC	70x70	35,98	0,08	12,36	0,075	2,25	3,00	Vérifier

V.2.8 Ferrailage transversale des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du [3] et [1] ; elles sont données comme suit :

- Selon le règlement [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_c}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- Ø_t : Diamètre des armatures transversales.
- Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

• Selon le règlement [1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- 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 $\lambda_g < 5$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).
- $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right)$ Zone courante (zone III).
- ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si : } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

- λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$
- a : Dimension de la section droite du poteau.
- L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500\text{MPa}$ (FeE50).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.16 : Espacements maximums des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
15 ^{eme}	40x40	8T16	16	7	15
14 ^{eme}	40x40	8T16	16	7	15
13 ^{eme}	45x45	4T16+8T14	16 et 14	7	15
12 ^{eme}	45x45	4T16+8T14	16 et 14	7	15
11 ^{eme}	50x50	4T20+8T16	20 et 16	10	20
10 ^{eme}	50x50	4T20+8T16	20 et 16	10	20
9 ^{eme}	55x55	4T20+8T16	20 et 16	10	20
8 ^{eme}	55x55	4T20+8T16	20 et 16	10	20
7 ^{eme}	60x60	8T20+4T16	20 et 16	10	20
6 ^{eme}	60x60	8T20+4T16	20 et 16	10	20
5 ^{eme}	60x60	8T20+4T16	20 et 16	10	20
4 ^{eme}	60x60	8T20+4T16	20 et 16	10	20
3 ^{eme}	65x65	8T20+8T16	20 et 16	10	20
2 ^{eme}	65x65	8T20+8T16	20 et 16	10	20
1 ^{er}	70x70	16T20	20	10	20
RDC	70x70	16T20	20	10	20

Tableau V.17 : Choix des armatures transversales des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
15 ^{eme}	40x40	2,49	6,22	2,50	37,82	N	7	0,33	4T8	2,01
						C	15	0,66	4T8	2,01
14 ^{eme}	40x40	2,49	6,22	2,50	28,48	N	7	0,24	4T8	2,01
						C	15	0,50	4T8	2,01
13 ^{eme}	45x45	2,49	5,53	2,50	38,98	N	7	0,30	4T8	2,01
						C	15	0,60	4T8	2,01
12 ^{eme}	45x45	2,49	5,53	2,50	32,44	N	7	0,28	4T8	2,01
						C	15	0,56	4T8	2,01
11 ^{eme}	50x50	2,49	4,98	3,75	40,37	N	10	0,6	4T8	2,01
						C	20	0,9	4T8	2,01
10 ^{eme}	50x50	2,49	4,98	3,75	33,09	N	10	0,5	4T8	2,01
						C	20	0,75	4T8	2,01
9 ^{eme}	55x55	2,49	4,52	3,75	38,96	N	10	0,53	4T8	2,01
						C	20	0,79	4T8	2,01
8 ^{eme}	55x55	2,49	4,52	3,75	31,65	N	10	0,43	4T8	2,01
						C	20	0,64	4T8	2,01
7 ^{eme}	60x60	2,49	4,15	3,75	36,43	N	10	0,45	4T8	2,01
						C	20	0,90	4T8	2,01
6 ^{eme}	60x60	2,49	4,15	3,75	34,76	N	10	0,43	4T8	2,01
						C	20	0,84	4T8	2,01
5 ^{eme}	60x60	2,49	4,15	3,75	55,40	N	10	0,70	4T8	2,01
						C	20	1,40	4T8	2,01
4 ^{eme}	60x60	2,49	4,15	3,75	102,01	N	10	1,27	4T8	2,01
						C	20	2,54	4T8	2,01
3 ^{eme}	65x65	2,49	3,83	3,75	66,64	N	10	0,76	4T8	2,01
						C	20	1,53	4T8	2,01
2 ^{eme}	65x65	2,49	3,83	3,75	60,26	N	10	0,70	4T8	2,01
						C	20	1,40	4T8	2,01
1 ^{eme}	70x70	2,49	3,55	3,75	69,04	N	10	0,80	4T8	2,01
						C	20	1,60	4T8	2,01
RDC	70x70	2,49	3,55	3,75	35,98	N	10	0,40	4T8	2,01
						C	20	0,80	4T8	2,01

• **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- T20..... $L_r=100$ cm.
- T16..... $L_r=80$ cm

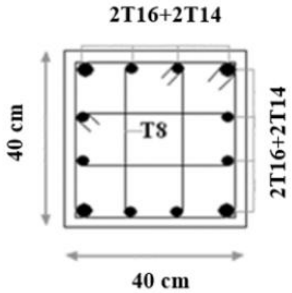
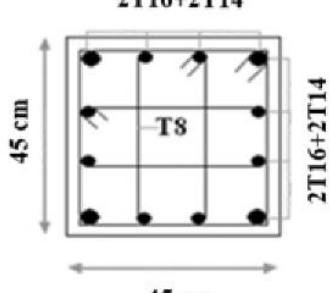
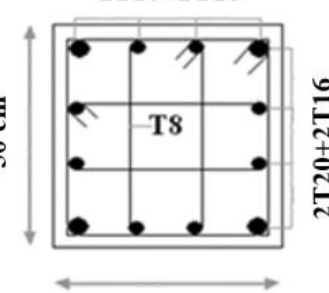
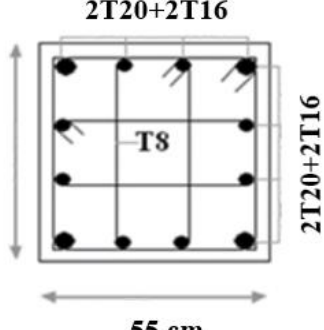
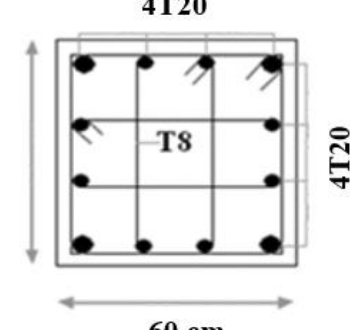
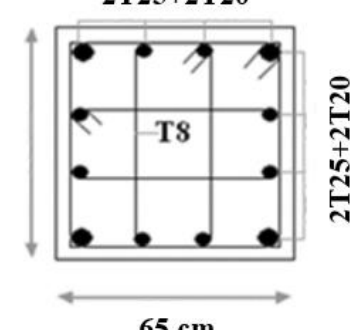
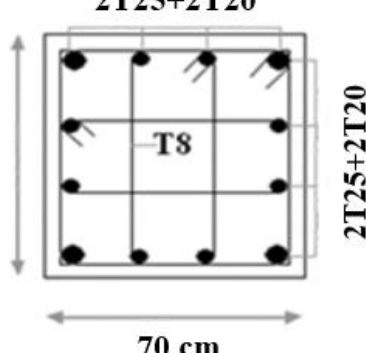
<p>Poteau de niveau : 14^{ème} et 15^{ème} étage</p>	<p>Poteau de niveau : 12^{ème} et 13^{ème} étage</p>	<p>Poteau de niveau : 10^{ème} et 11^{ème} étage</p>
		
<p>Poteau de niveau : 8^{ème} et 9^{ème} étage</p>	<p>Poteau de niveau : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et étage</p>	<p>Poteau de niveau : 2^{ème} et 3^{ème} étage</p>
		
<p>Poteau de niveau :RDC et 1^{ère}</p>		
		

Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3 Ferrailage des poutres

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.

V.3.1 Les Combinaisons de Charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ Combinaisons Situation durable [3]

- E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S : $G + Q$

❖ Combinaisons Situation accidentelle [2]

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$
 - G : charge permanente.
 - Q : charge d'exploitation.
 - E : charge sismique.

V.3.2 Recommandations des règlements

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section [2].
- ✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \text{ Au niveau de la zone courante.} \\ 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \text{ Au niveau de la zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur de la poutre.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- ✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- ✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times L$
 - L: longueur de la poutre.
 - S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12\phi \right] \dots\dots\dots (\text{Zone nodale}). \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots (\text{Zone courante}). \end{array} \right.$$

- h : hauteur de la poutre.
- φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

❖ **Situation durable**

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 434,78$ MPa.

❖ **Situation accidentelle**

- Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22,17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.3 Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par [6]. On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre principale 35x50 (cm²)
- Poutre secondaire 30x45 (cm²)

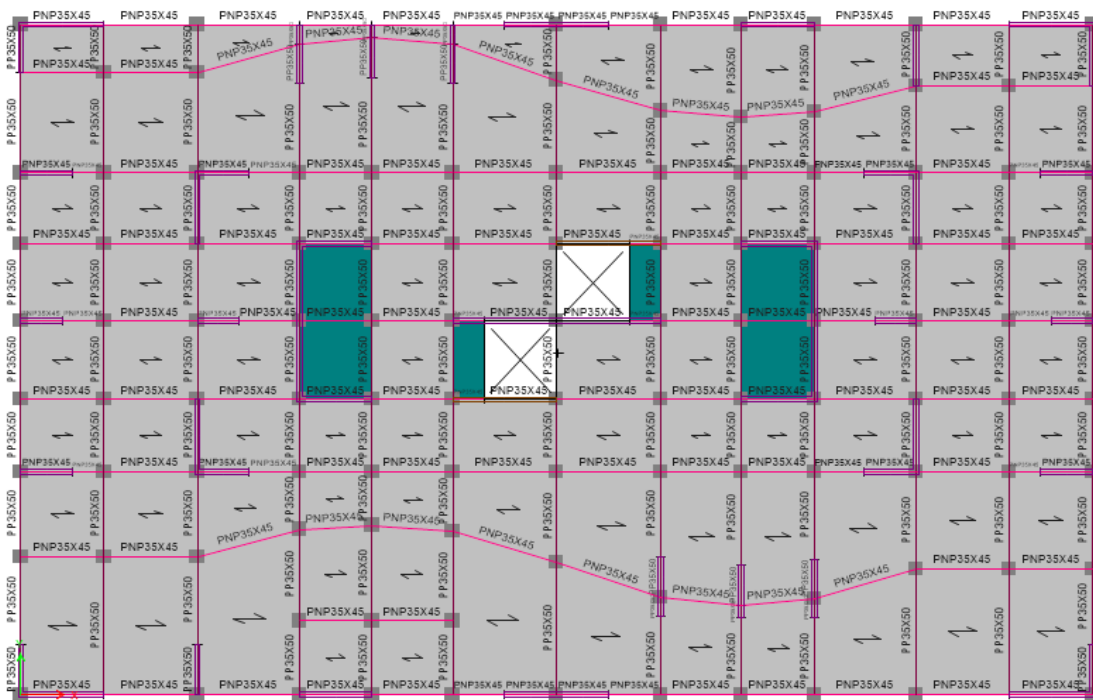


Figure V.2 : Schéma de la disposition des poutres.

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.

V.3.3.1 Poutre principale (35x50)

❖ **Situation durable**

- **Combinaison : ELU : 1,35G+1,5Q**

Tableau V.18 : Ferrailage des poutres principales.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	35x50	travée	93,35	4,28	0	8,75
		appuis	-155,63	0	7,31	8,75
Etages courants	35x50	travée	145,63	6,81	0	8,75
		appuis	-211,44	0	10,16	8,75

❖ **Situation accidentelle**

- **Combinaison G+Q ± E**

Tableau V.19 : Ferrailage des poutres principales.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	35x50	Travée	228,99	11,08	0	8,75
		Appuis	-405,25	0	21,38	8,75
Etages courants	35x50	Travée	358,47	18,43	0	8,75
		Appuis	-441,46	0	23,79	8,75

- **Combinaison 0,8G ± E**

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres principales.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	35x50	Travée	249,87	12,20	0	8,75
		Appuis	-367,53	0	18,99	8,75
Etages courants	35x50	Travée	362,33	18,67	0	8,75
		Appuis	-415,22	0	22,03	8,75

V.3.3.1.1 Choix des armatures

Tableau V.21 : Choix des armatures pour les poutres principales.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	35x50	Travée	12,20	8,75	70	105	8T14	12,32
		Appuis	21,38				8T20	22,87
Etages courants	35x50	Travée	18,43	8,75	70	105	6T20	18,85
		Appuis	23,79				8T20	24,63

V.3.3.2 Poutre secondaire (35x45)

❖ Situation durable :

- Combinaison : ELU : 1,35 G+1,5Q

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres secondaires.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	35x45	Travée	46,03	2,32	0	6
		Appuis	-85,29	0	4,37	6
Etages courants	35x45	Travée	46,53	2,34	0	6
		Appuis	-159,02	0	8,43	6

❖ Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q±E

Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	35x45	Travée	185,39	9,97	0	6
		Appuis	-215,09	0	11,75	6
Etages courants	35x45	Travée	259,35	14,54	0	6
		Appuis	-289,66	0	16,54	6

- **Combinaison** : $0,8G \pm E$

Tableau V.24 : Ferrailage des poutres secondaires.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	35x45	Travée	181,66	9,75	0	6
		Appuis	-200,04	0	10,84	6
Etages courants	35x45	Travée	254,34	14,21	0	6
		Appuis	-279,16	0	15,84	6

V.3.3.2.1 Choix des armatures

Tableau V.25 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	35x45	Travée	9,97	6	48	72	4T14+4T12	10,68
		Appuis	11,75				8T14	12,32
Etages courants	35x45	Travée	14,54	6	48	72	8T16	16,08
		Appuis	16,54				6T20	17,28

V.3.4 Condition de non fragilité

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

Tableau V.26 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _s ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
PP (35x50)	12,32	1,73	Vérifiée
PS (35*45)	10,68	1,30	Vérifiée

V.3.5 Vérification de L'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par [3] :

➤ **Béton** :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18Mpa$$

➤ **Acier**

- Peu nuisible : Pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta ft28})\}$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 0,8 \min \{2/3f_e ; \max (f_e/2 ; 110\sqrt{\eta ft28})\}$

Où :

- $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

- On doit vérifier que :
$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa} \end{cases}$$

V.3.5.1 Poutre principale (35x50)

Tableau V.27 : Vérification des poutres principales à l'ELS.

Poutres du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	Choix des armatures	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Obser
Terrasse	Travée	68,11	8T14	12,32	4,32	18	138,2	215,55	Vérifiée
	Appuis	-113,27	6T20+2T16	18,34	5,74		64,3		Vérifiée
Etages courants	Travée	104,68	6T20	18,85	5,22	18	140,1	215,55	Vérifiée
	Appuis	-152,38	4T20+6T16	24,63	6,46		74,5		Vérifiée

V.3.5.2 Poutre secondaire (35x45)

Tableau V.28 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

Poutres du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	Choix des armatures	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Obser
Terrasse	Travée	46,03	4T14+4T12	10,68	3,82	18	121,8	215,55	Vérifiée
	Appuis	-85,29	8T14	12,32	6,55		67,1		Vérifiée
Etages courants	Travée	46,53	8T16	16,08	3,07	18	82,6	215,55	Vérifiée
	Appuis	-159,02	4T16+6T14	17,28	10,1		108,2		Vérifiée

V.3.6 Vérification de l'effort tranchant

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

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.
- $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3,0\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	P.P (35x50)	115,39	0,73	3,00	Vérifier
	P.S (35x45)	84,74	0,60	3,00	Vérifier
Etages courants	P.P (35x50)	151,78	0,97	3,00	Vérifier
	P.S (35x45)	117,64	0,83	3,00	Vérifier

V.3.7 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 ($f_c=500$ MPa).

Selon le règlement [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_c} \quad (K=1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_c}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le règlement [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Tableau V.30 : Calcul des armatures transversales.

Section	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
P.P(35x50)	151,78	0,97	40	12,5	25	10	15	1,58	4T10
P.S(35x45)	117,64	0,83	36	11,25	22,5	10	20	2,1	4T10

➤ **Recouvrement des Armatures Longitudinales**

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm L_r=100cm
- Ø=16mm L_r=80cm

V.3.8 Vérification de la flèche

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$ [2]

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{Si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

Remarque :

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

➤ Exemple qui illustre les étapes de calcul comme suit :

Nous résumons le calcul de la flèche des poutres principales, secondaires et de chaînage dans le tableau ci-dessous, nous remarquons que le calcul est vérifié à tous les niveaux.

Tableau V.31 : Vérification de la flèche des poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	f (mm)	f ^{add} (mm)	Observation
15 ^{ème} – RDC	PP (35x50)	4,559	11,93	Vérifier
	PS (30x40)	1,076	10	Vérifier

❖ Poutre principale :

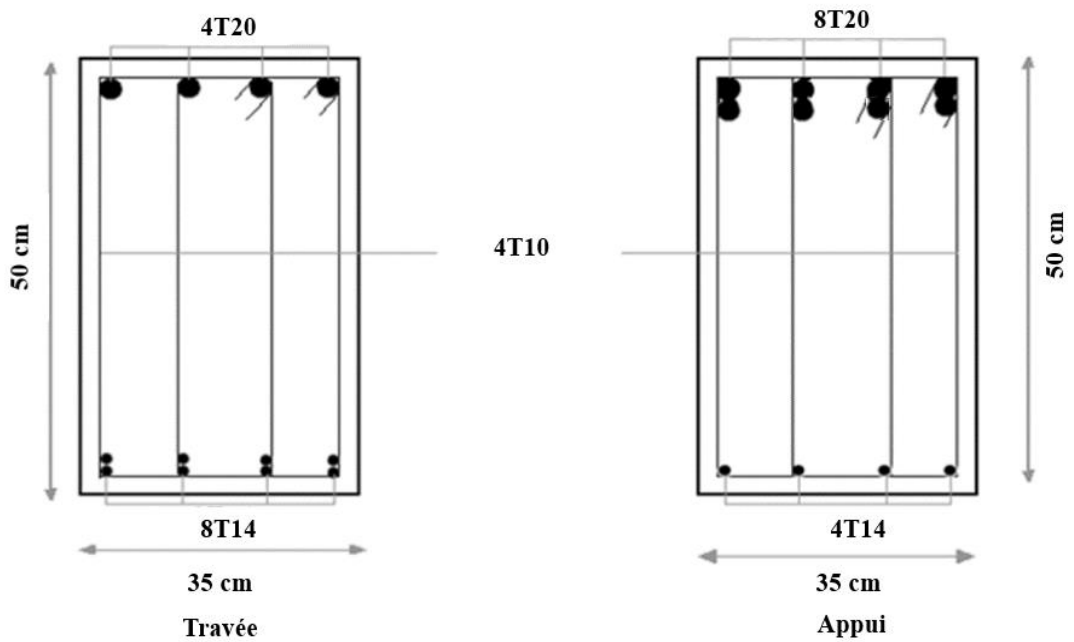


Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse.

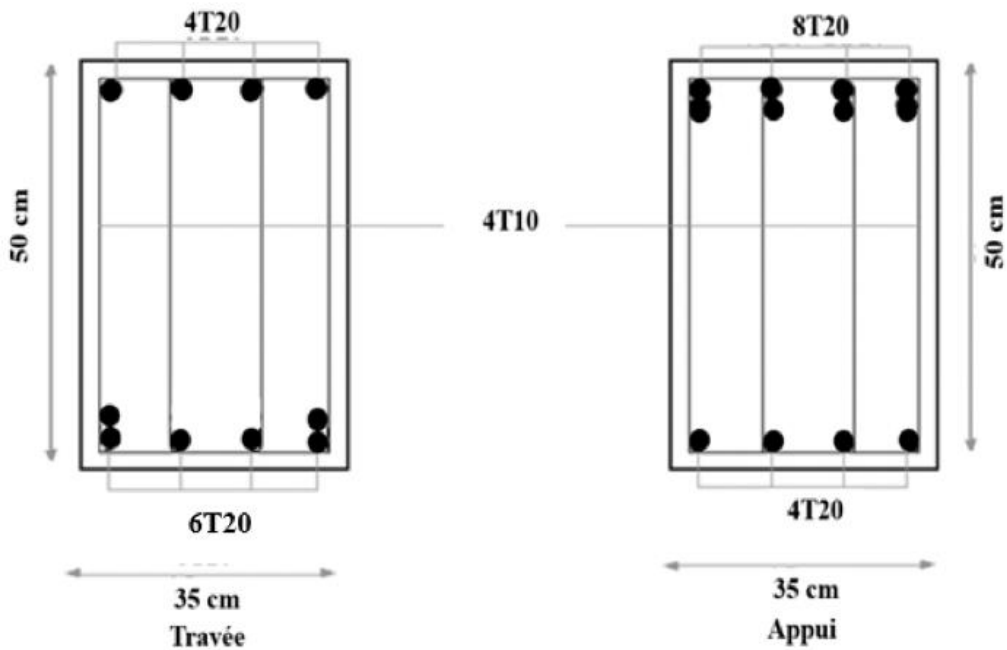


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales d'étage courant.

❖ Poutres secondaires :

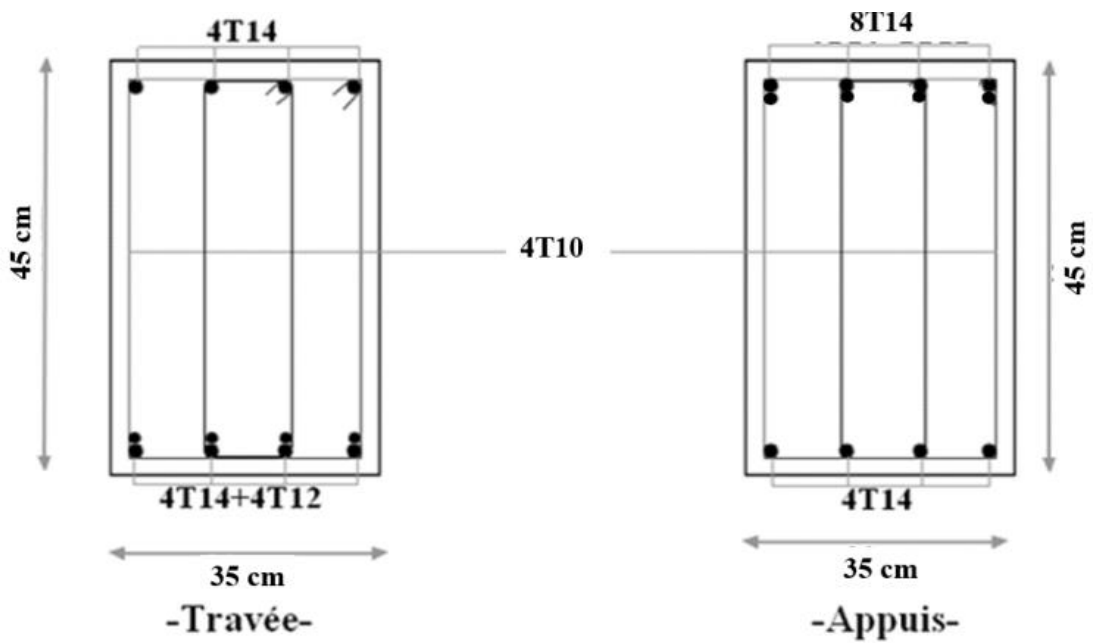


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire de la terrasse.

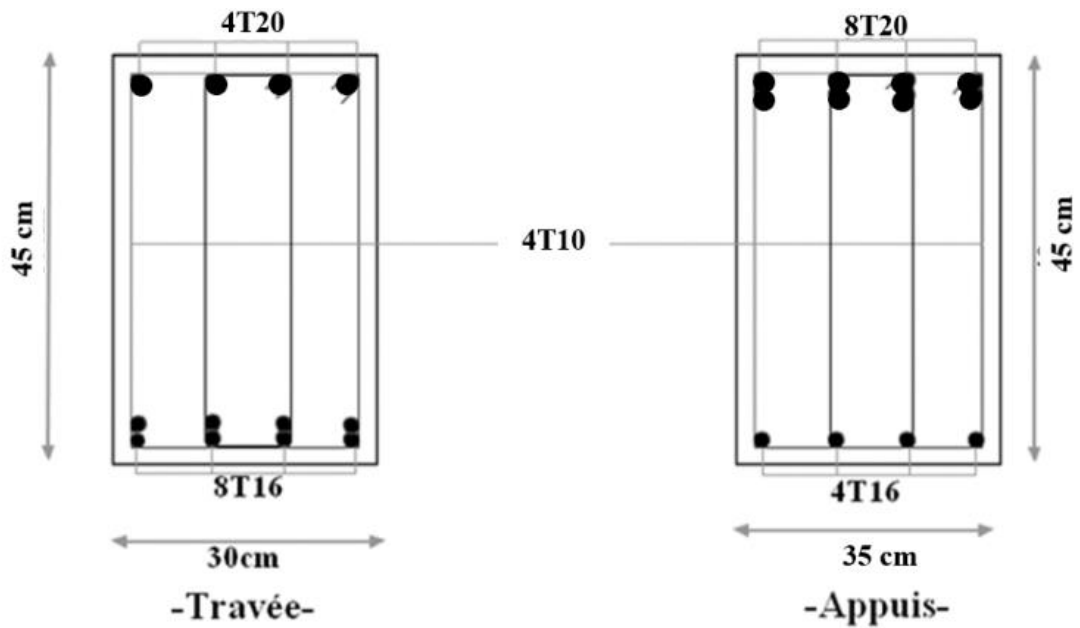


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire d'étage courant.

V.4 Ferrailage des voiles

Les voiles en béton armé comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

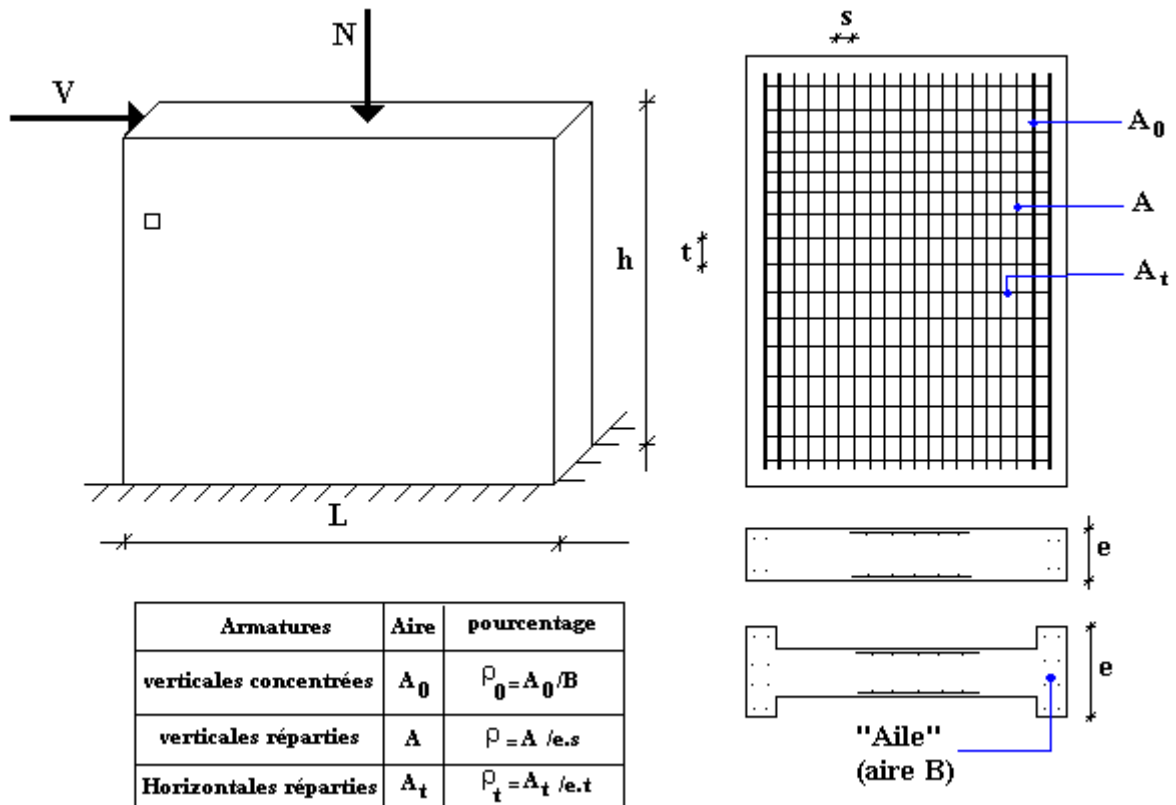


Figure V.7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.1 Justifications sous sollicitations normales [6]

V.4.1.1 Conditions d'application

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

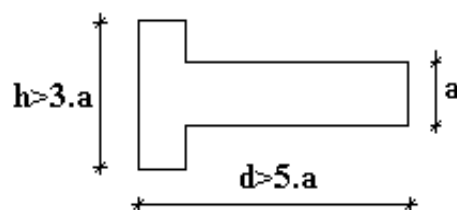


Figure V.8: Définition de l'élément mur.

V.4.1.1.2 Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

V.4.1.3 Méthode simplifiée basée sur les contraintes :

➤ **Aciers Verticaux**

Les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée. Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

- ZONE COMPRIMÉE

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$A_s = \text{Max}(\text{Min BAEL}; \text{Min RPA})$.

- ZONE TENDUE

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

➤ Aciers Horizontaux

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du **L'ETABS**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

V.4.2. Préconisation du Règlement Parasismique Algérien

➤ 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 0,15%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,15 % de la section horizontale du béton tendu.
- 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 les efforts importants de compressions 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 (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

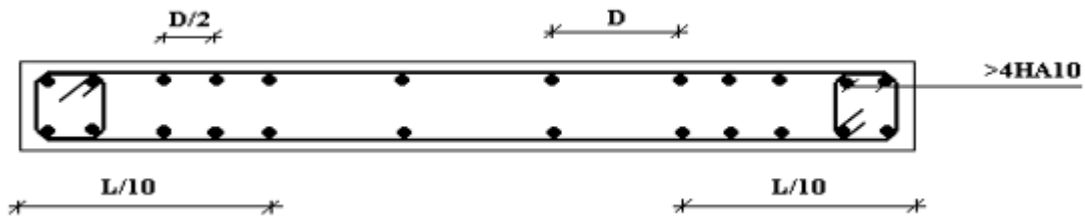


Figure V.9 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles

➤ **Aciers horizontaux**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à 40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible, 20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- 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 :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

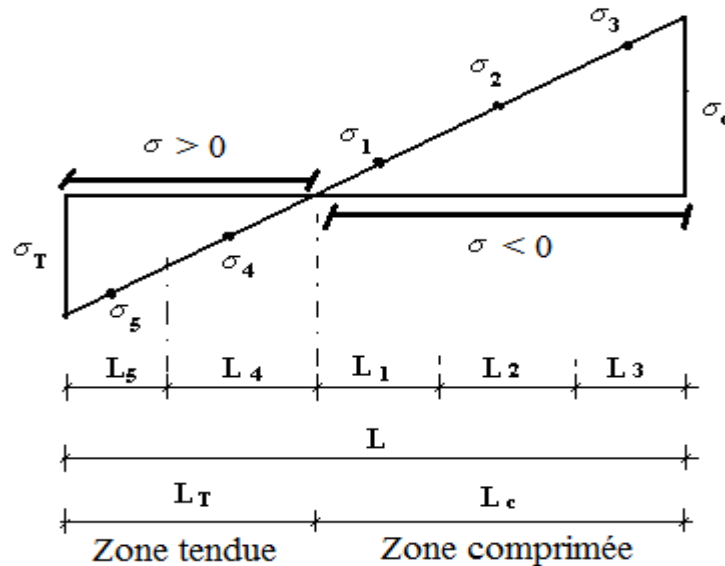


Figure V.10: Section partiellement comprimée.

Démonstration pour le calcul de la longueur tendue L_t

$$\frac{L_t}{|L - L_t|} = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \rightarrow L_t$$

$$L_t = \frac{L \times \sigma_t}{|\sigma_c - \sigma_t|}$$

Avec :

- L_t : longueur tendue.
- σ_t : la contrainte tendue
- σ_c : la contrainte comprimée

• **Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 18MPa.$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

D'après [2]

$$\tau_b = \frac{1,4.V_{u,calculé}}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 6MPa.$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (d = 0,9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

Il faut vérifier que [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,5.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 4MPa$$

Exemple de calcul (voile V1)

Soit le voile de longueur :

Tableau V.32 : Exemple de dimension d'un voile

Longueur du voile (m)	Épaisseur du voile (m)	Hauteur d'étage(m)
2	0,25	3,57

Le voile est découpé en 2 mailles horizontales de même longueur $L^i=1m$ et de section

$S_i = L^i \cdot (a)$.

On a :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} = \frac{207,806}{0,5} + \frac{1524,9868 \times 1}{0,167} = 8,73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} = \frac{207,806}{0,5} - \frac{1524,9868 \times 1}{0,167} = -9,56 \text{ Mpa}$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC)

➤ **Calcul de Lt et Lc :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2 \times \frac{8,73}{8,73 + 9,56} = 0,95 \text{ m}$$

➤ **Calcul de Ast**

$$N_1 = A_{\text{tendu}} / 2 \times \sigma_1 = 0,25 \times 0,95 / 2 \times 8,73 \times 10^3 = 1042,19 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{N}{f_e} = \frac{1042,19}{500} = 20,84 \text{ cm}^2$$

Tableau V.33 : Résultats de calcul des voiles.

Voile	P (kN)	Mt (kNm)	Ep (m)	L (m)	σ_{\max} (MPa)	σ_{\min} (MPa)	LT (m)	LC (m)	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	ASMAX (cm ²)
V1	-207,8	1525,0	0,25	2,00	8,73	-9,57	0,95	1,05	20,84	10,36	20,84
V2	-1007,6	2840,7	0,25	2,65	8,19	-11,23	1,12	1,53	22,87	14,26	22,87
V3	60,7	6058,0	0,25	3,51	11,87	-11,73	1,77	1,74	52,39	15,96	52,39
V4	-1311,2	6821,0	0,25	3,63	10,98	-13,87	1,60	2,03	44,02	18,21	44,02
V5	2661,7	10748	0,30	3,93	16,18	-11,66	2,28	1,65	110,82	15,57	110,82
V6	3943,9	8408,3	0,25	4,00	16,56	-8,67	2,63	1,37	108,67	13,00	108,67
V7	7743,2	13323,6	0,25	5,00	18,99	-6,60	3,71	1,29	176,12	12,31	176,12
V8	-2779,5	11049,5	0,20	5,00	10,48	-16,04	1,98	3,02	41,41	25,79	41,41

$$A_{S\text{tendu}} = A_{S\text{totale}} = 20,84 \text{ cm}^2$$

Pour tout le voile :

$$(20,84 / 0,95) \times 2 = 43,87 \text{ cm}^2$$

Tableau V.34 : Choix de ferrailage longitudinal des voiles

Voile	A _s Calculer (cm ²)	Choix d'armatures	A _s adopter (cm ²)	Choix d'armatures L/10	A _s adopter (cm ²)
V1	43,87	2X12T14	36,95	2X6T16	13,57
V2	54,11	2X16T14	49,26	2X6T14	24,13
V3	103,90	2X12T16+2X8T14	72,88	2X8T16	32,16
V4	99,87	2X13T16+2X8T14	76,9	2X8T16	32,16
V5	173,78	2X22T20	138,23	2X8T20	50,28
V6	165,27	2X28T16	112,59	2X10T20	31,42
V7	237,40	2X28T20	175,93	2X12T20	75,40
V8	104,57	2X28T14	86,21	2X12T14	36,95

➤ **Aciers transversaux**

$$A_{s1} = \frac{V \times 1 \times S_t}{(f_e) 0,9d} ; S_{t \max} = 15 \text{ cm.}$$

$$A_{s1} = \frac{588,5 \times (1000) \times (150) \times (1)}{(0,9 \times 2000) \times (500) \times (0,9)} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = (0,15\%) \times a \times 1 = \frac{0,15}{100} \times (25) \times (200) = 7,5 \text{ cm}^2$$

On opte la valeur de A_h à partir cette condition : $A_s = \max (A_{s1}, A_s^{\min})$

$$A_s = 7,5 \text{ cm}^2$$

On a choisi : $2 \times 4T12 = 9,05 \text{ cm}^2$

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées u minimum par (04) épingles au mètre carré soit Ha8.

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau V.35 : Choix de ferrailage transversal des voiles

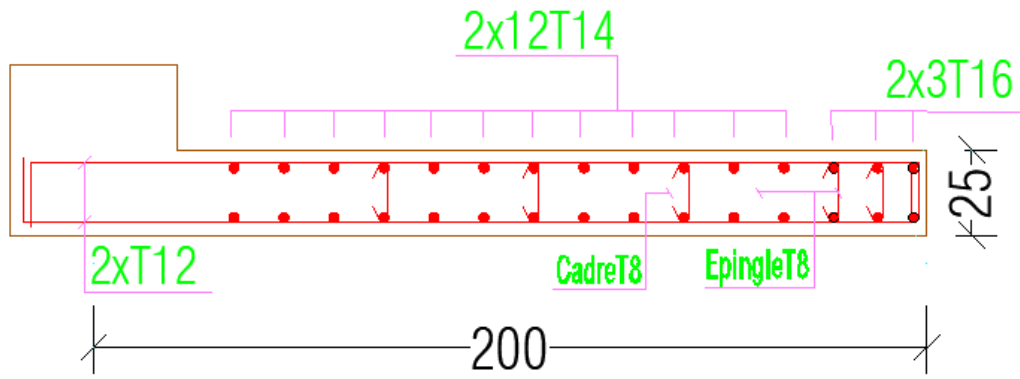
Voile	V2(kN)	L (m)	Ep (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As choisi (cm ²)	Choix
V1	588,5	2,00	0,25	1,08	7,5	9,05	2X4T12
V2	562,6	2,65	0,25	0,78	9,93	11,31	2X5T12
V3	-1760,4	3,51	0,25	1,86	13,16	13,57	2X6T12
V4	-1724,1	3,63	0,25	1,76	13,61	15,83	2X7T12
V5	-4151,6	3,93	0,30	3,91	17,68	18,10	2X8T12
V6	-1784,8	4,00	0,25	1,66	15	15,83	2X7T12
V7	4003,8	5,00	0,25	2,97	18,75	20,36	2X9T12
V8	-1995,3	5,00	0,20	1,48	15	15,83	2X7T12

Tableau V.36: Vérification des contraintes de cisaillement

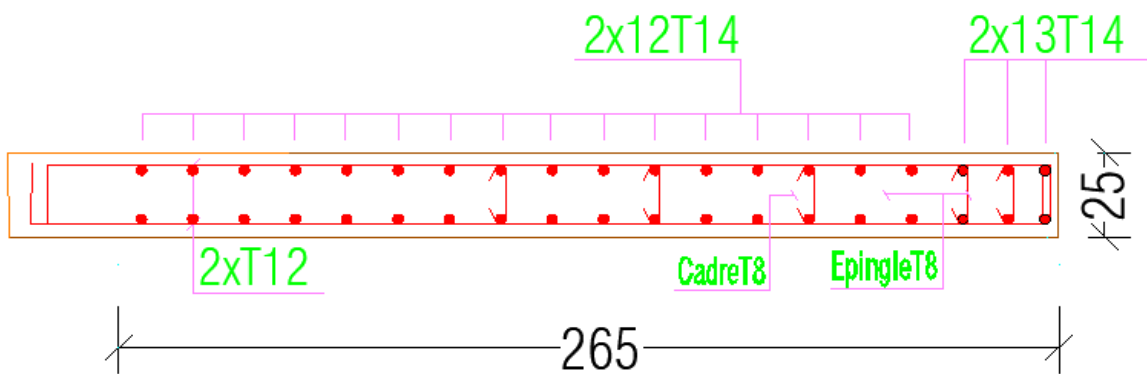
Voile	V2(kN)	L (m)	Ep (m)	τb (MPa)	$\bar{\tau b}$ (MPa)	τu (MPa)	$\bar{\tau u}$ (MPa)	Observation
V1	588,5	2,00	0,25	1,65	6,0	1,18	4	Vérifiée
V2	562,6	2,65	0,25	1,19	6,0	0,85	4	Vérifiée
V3	-1760,4	3,51	0,25	2,80	6,0	2	4	Vérifiée
V4	-1724,1	3,63	0,25	2,65	6,0	1,89	4	Vérifiée
V5	-4151,6	3,93	0,30	4,92	6,0	3,51	4	Vérifiée
V6	-1784,8	4,00	0,25	2,50	6,0	1,78	4	Vérifiée
V7	4003,8	5,00	0,25	4,48	6,0	3,2	4	Vérifiée
V8	-1995,3	5,00	0,20	2,79	6,0	1,99	4	Vérifiée

Tableau V.37 : Verification des contraintes ELS

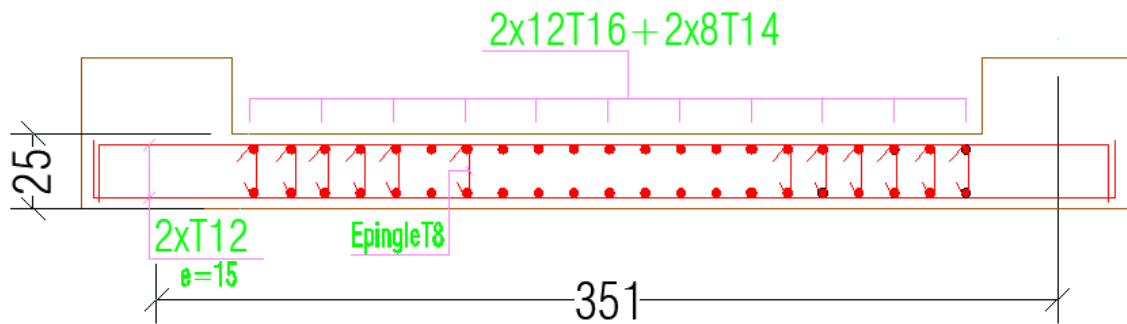
Voile	V2 (kN)	L (m)	Ep (m)	A _s choisi (Cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
V1	1982,61	2,00	0,25	9,05	3,86	18
V2	3790,493	2,65	0,25	11,31	5,57	18
V3	3430,30	3,51	0,25	13,57	3,82	18
V4	3456,71	3,63	0,25	15,83	3,71	18
V5	4583,68	3,93	0,30	18,10	3,80	18
V6	1107,29	4,00	0,25	15,83	1,08	18
V7	4571,12	5,00	0,25	20,36	3,57	18
V8	4267,65	5,00	0,20	15,83	3,35	18



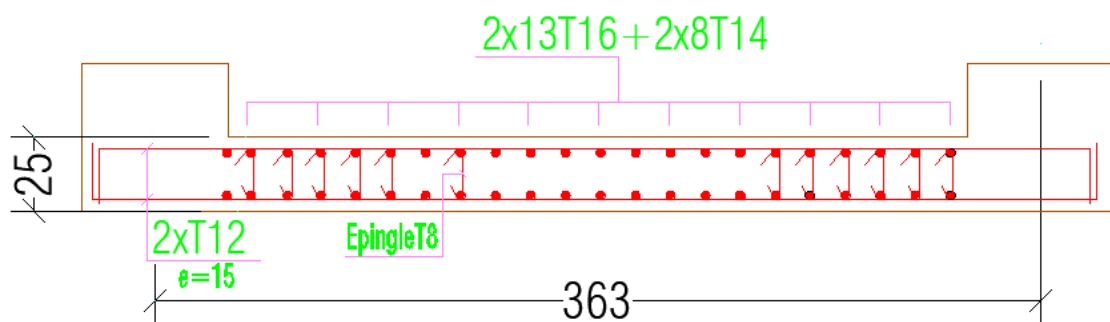
FigureV.11 : Ferrailage du voile 1.



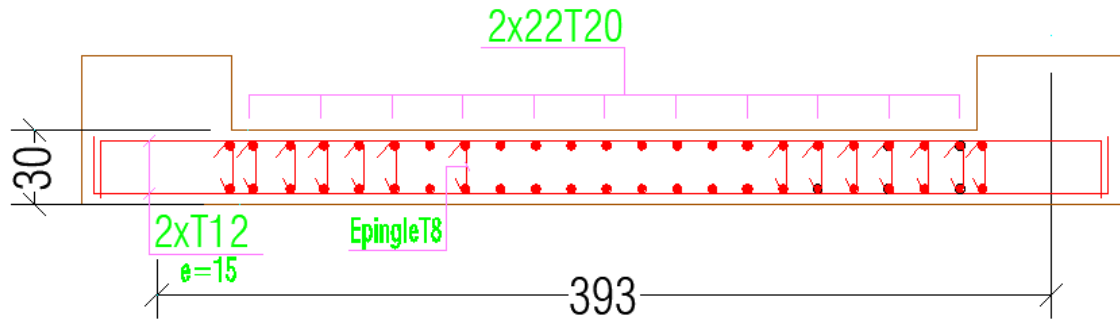
FigureV.12 : Ferrailage du voile 2.



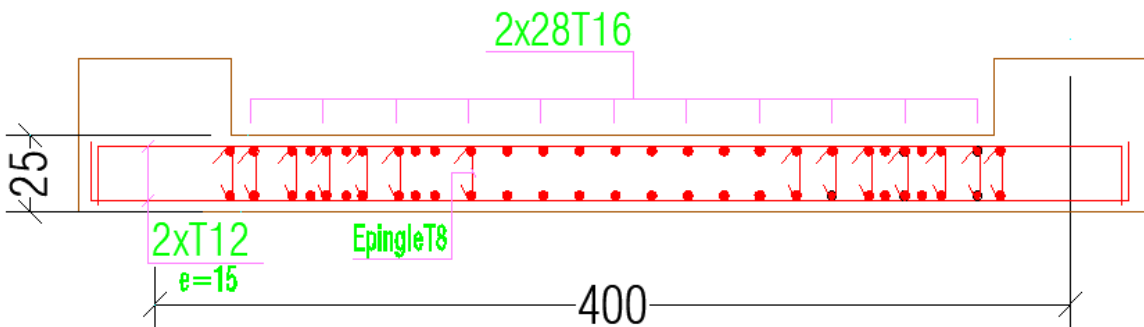
FigureV.13 : Ferrailage du voile 3



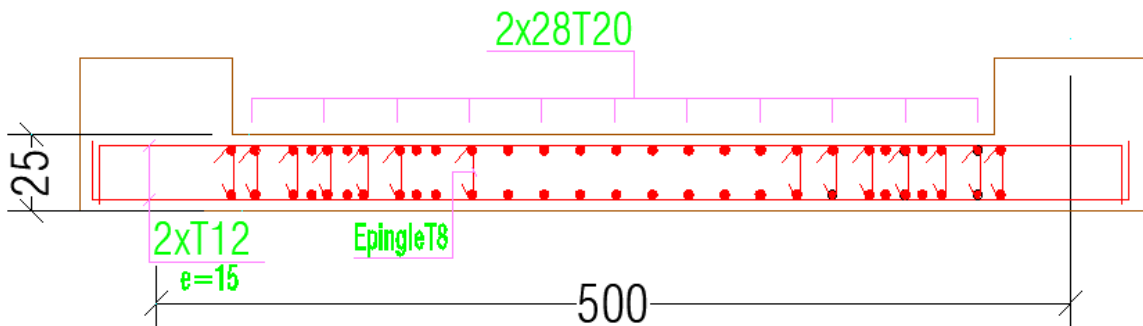
FigureV.14 : Ferrailage du voile 4



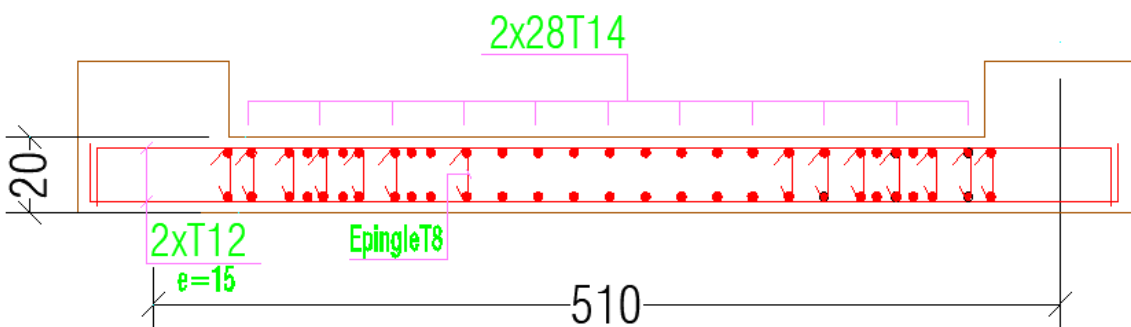
FigureV.15 : Ferrailage du voile 5



FigureV.16 : Ferrailage du voile 6



FigureV.17 : Ferrailage du voile 7



FigureV.18 : Ferrailage du voile 8

V.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons ferrailé les éléments structuraux tels que : poteaux, poutres et voiles ainsi que les vérifications en utilisant les règlements en vigueur.

CHAPITRES VI

Etude des Fondations

VI.1 Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations :

- Fondation superficielle :
- Semelle isolée
- Semelle filante
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

VI.2 Choix du type de fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

- Contrainte du sol (σ_{sol}). L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,71 bars.
- La classification du sol.
- Les efforts transmis à la base.

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³ de ciment.

VI.3 Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

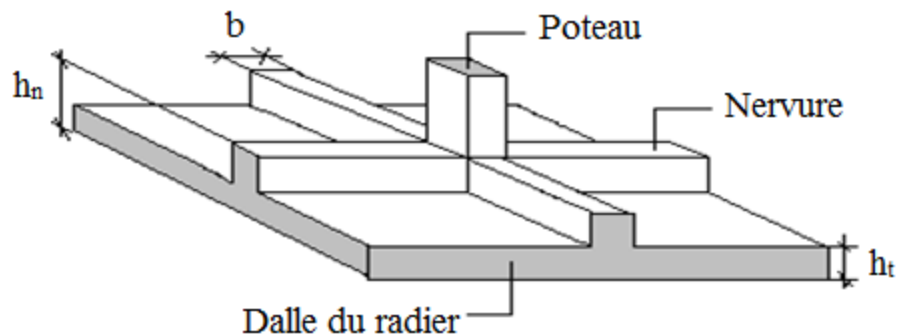
Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation

VI.3.1 Radier nervuré

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 est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



Figures VI.1: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.3.1.1 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

– S_{rad} : Surface en plan du radier : $S = \sum S_i = 1732,97 \text{ m}^2$

– $\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Pour : $N_{ser} = 333730,89 \text{ kN}$

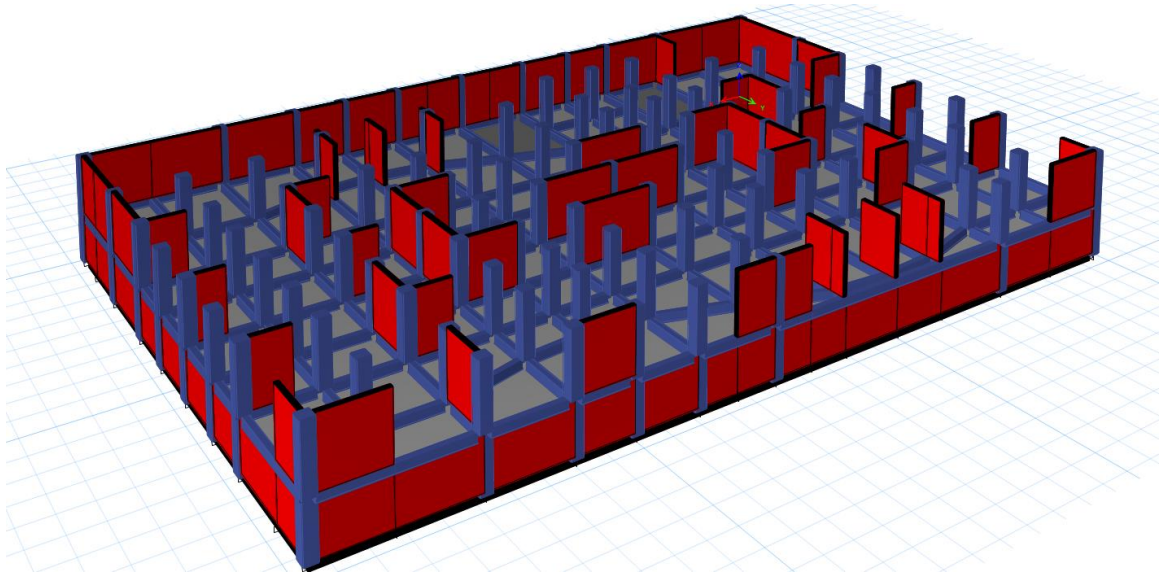
$\sigma_{sol} = 2,71 \text{ bars}$

On trouve : $S_{nec} \geq 1231,48 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 1732,97 \text{ m}^2$

Calcul du rapport : $\frac{S_{nécessaire}}{S_{batiment}} = \frac{1231,48}{1732,97} = 71,06\% > 50\%$

Donc la surface totale du radier est : $S_{totale} = 1730,4 \text{ m}^2$



Figures VI.2: Disposition de radier nervuré.

VI.3.2 Prédimensionnement du radier nervuré

VI.3.2.1 Dalle du radier

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

- L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 693\text{cm} \Rightarrow h_1 \geq 34,65\text{cm}$$

On prend: **h=50 Cm**

VI.3.2.2 Nervure

❖ **Largeur de nervures**

- **Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{693}{10} = 69,3\text{cm}$$

On prend : **b=70 Cm** dans les deux sens (x-x et y-y)

❖ **Hauteur des nervures**

• **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{On a: } L_{\max} = 6,93\text{m}$$

$$46,20\text{cm} < h_N < 69,3\text{cm}$$

On prend : $h_{N1} = 60 \text{ Cm}$

• **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire des poteaux de largeur 'a' non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à : $(\pi/2 L_e + b)$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcul comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $(\pi/2 L_e + b)$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

• **Application numérique**

On veut que : $(\pi/2 L_e + b \geq L_{\text{entre axe}})$

– $b = 70 \text{ cm}$ (largeur du poteau)

– $L_{\text{entre axe}} = 6,93 \text{ m}$

$$L_e = ?$$

A partir de la formule (14) on calcule la valeur de h :

$$\text{On aura : } h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}}$$

– I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

– E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 20000\text{MPa}$).

– 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 :

- $K = 0,5 \text{ (kg/cm}^3\text{)} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ (kg/cm}^3\text{)} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ (kg/cm}^3\text{)} \rightarrow$ pour un très bon sol.

On a choisi $K = 4 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$ pour un sol de densité moyenne.

$L_e = 6,93 \text{ m}$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 6930}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_2 \geq 131,50 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_{N2} = 135 \text{ Cm}$$

- **Condition de poinçonnement**

On doit vérifier la condition suivante [3] :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times U_u \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 6089,5336 \text{ kN}$)
- U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b) + 2h]$)
- a, b : Dimensions du poteau du sous-sol (70×70).

$$N_u \leq 0,045 \times (4a+4h) \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad h_{N3} \geq 161,09 \text{ cm}$$

on opte:

- **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec : $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times 1 \text{ ml}$

$N_u = N_{u1}$ (superstructure)

On a : $h_{N3} = 165 \text{ Cm}$

- $N_u = 382608,30 \text{ Kn}$ [6]
- $S_{\text{radier}} = 1732,97 \text{ m}^2$
- $L_{\text{max}} = 6,93 \text{ m}$
- $b = 0,70 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{\text{radier}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2 S_{\text{radier}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau} \\ h \geq \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{\text{radier}} b (0,9 \bar{\tau})} = 40,61 \text{ cm} \quad h_{N4} \geq 40,47 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On opte : $h_{n4} = 45 \text{ Cm}$

D'où : $h_N \geq \max(h_{n1}; h_{n2}; h_{n3}; h_{n4})$ donc on prend :

$h_N = 165 \text{ cm}$ (sens x-x).

$h_N = 165 \text{ cm}$ (sens y-y).

Nous optons pour les dimensions de notre radier suivantes :

- ✓ Epaisseur de la dalle du radier : $h_{\text{radier}} = 50 \text{ cm}$
- ✓ Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 165 \text{ cm (sens(x-x))} \\ h_N = 165 \text{ cm (sens(y-y))} \\ b = 70 \text{ cm} \end{cases}$

VI.3.2.3 Caractéristiques géométriques du radier

➤ **Position du centre de gravité**

$X_G = 25,71 \text{ m}$

$Y_G = 18,75 \text{ m}$

➤ **Moments d'inertie**

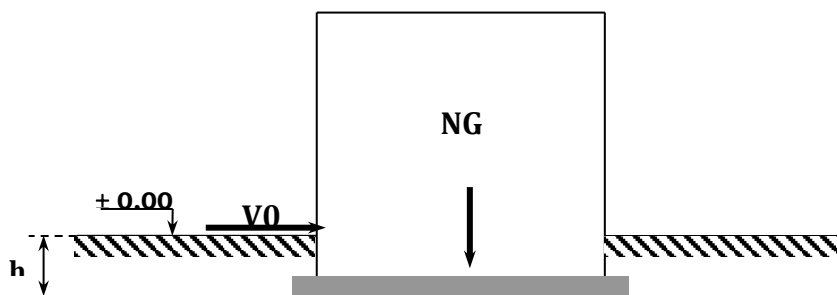
$I_{xx} = 163523,88 \text{ m}^4$

$I_{yy} = 383023,58 \text{ m}^4$

VI.3.2.4 Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement [1] :

On doit vérifier que : $e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$



Figures VI.3: La charge verticale et l'effort tranchant

- N : Charge verticale permanente.

- $N = N_1 + N_2$

Avec :

$N_1 = 319082,1062 \text{ kN}$

N_2 : Poids propre du radier.

$N_2 = \rho_b \times S \times h = 30 \times 1732,97 \times 0,5 = 25994,55 \text{ kN}$

$N = 345076,66 \text{ Kn}$

$M_r = \sum M_0 + V_0 h$ (Moment de renversement dû aux forces sismique).

- M_0 : Moment à la base de la structure d'après [6]

$M_{0x} = 4747,2455 \text{ Kn.m}$

$M_{0y} = 3393,1006 \text{ Kn.m}$

- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure d'après [6]

$V_{0x} = 11377,3188 \text{ kN}$

$V_{0y} = 12001,6742 \text{ kN}$

- h : Profondeur de l'ouvrage de la structure : **h = 5,22 m.**

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VI.1 : Résultats de calcul de la stabilité du radier.

N(kN)	$M_{rx}(\text{kN.m})$	$M_{ry}(\text{kN.m})$	$e_x(\text{m})$	$e_y(\text{m})$	$L_x/4$	$L_y/4$	Remarque
345076,66	64136,85	66041,84	0,20	0,19	12,88	8,42	Vérifiée

Nous remarquons que le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à B/4, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.3.3 Calcul des contraintes

Les contraintes du sol sont données par : $N_{ser} = \sum N_{ser}(\text{super structure}) = 278445,30 \text{ kN}$

VI.3.3.1 Sollicitation du premier genre

À l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{278445,2951}{1732,97} = 160,67 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{ser} = 160,67 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 271 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.3.3.2 Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} v \end{cases}$$

On vérifie que

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{\text{sol}}$
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{\text{sol}}$
- **ELU :**
 - $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 382608,3002\text{kN}$
 - M : le moment de renversement.
 - $\sigma_{\text{sol}} = 271\text{kN/m}^2$

Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	230,86	210,69	225,81
Sens y-y	224,01	217,54	222,39
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5 \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{\text{sol}}$

- **ELS :**
 - $N_{\text{ser}} = 278445,2951 \text{ kN}$
 - M : le moment de renversement.
 - $\sigma_{\text{sol}} = 271\text{kN/m}^2$

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	170,76	150,60	165,72
Sens y-y	163,91	157,44	162,29
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol}$

Nous remarquons

–ELU : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

–ELS : La contrainte σ_1 et $\sigma_2 > 0$ est vérifiée donc pas de risque de soulèvement

VI.3.3.3 Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

➤ **ELU** : $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 225,81 \text{ kN/m}^2$

➤ **ELS** : $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 165,72 \text{ kN/m}^2$

VI.4 Ferrailage de la dalle du radier

VI.4.1 Détermination des efforts

- Si : $0,4 < L_x / L_y \leq 1,0$. La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive**

– **Moment en travée**

$M_{tx} = 0,85 M_x$

$M_{ty} = 0,85 M_y$

– **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \text{ (appui de rive).}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \text{ (autre appui).}$$

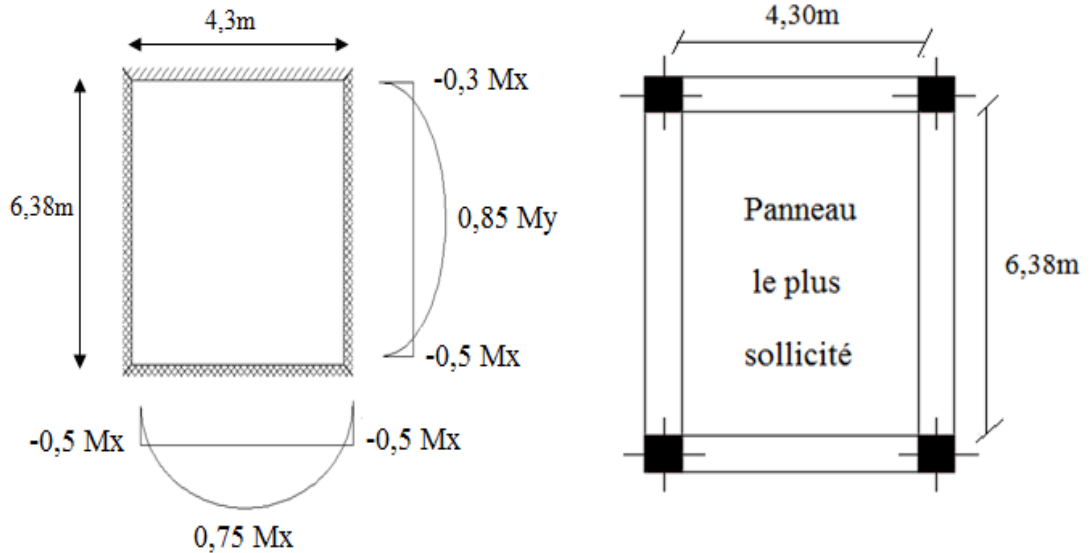


Figure VI.4 : Le panneau le plus sollicité.

➤ **Panneau intermédiaire**

– **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

- Si $L_x / L_y < 0,4$; La dalle travaille dans un seul sens.

– Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

– Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

Avec : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

➤ **Valeur de la pression sous radier**

- **ELU**

$$q_u = \sigma_u \cdot 1m = 225,81 \text{ kN/m}$$

- **ELS**

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1m = 165,72 \text{ kN/m}$$

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$)**

On a le rapport des panneaux $0,4 < L_x/L_y < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,48	6,93	0,64	0,0765	0,3472	225,81	346,70	294,69	120,37	102,31	173,35

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($\nu=0,2$)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,48	6,93	0,64	0,0819	0,5117	165,72	272,40	231,54	139,38	118,47	136,20

VI.4.2 Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s=434,78\text{ MPa}$; $b=100\text{cm}$;
 $h=50\text{cm}$
 $d=0,9h=45\text{cm}$

Tableau VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	U	α	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	294,69	0,08	0,10	43,12	15,71	7T20	21,99	14
	y-y	102,31	0,03	0,04	37,8	6,22	7T16	14,07	14
Appui	x-x	173,35	0,05	0,06	43,84	9,09	7T16	14,07	14
	y-y								

❖ **Espacement**

$S_{tx} \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(100\text{cm}; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$, Pour les As parallèle à Lx.

$S_{ty} \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$, Pour les As parallèle à Ly.

• **Sens x-x**

$$S_{ty} = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 25\text{cm}$$

On prend: $S_t = 14\text{cm}$

• **Sens y-y**

$$S_{ty} = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 14\text{cm}$.

VI.4.3 Vérifications nécessaires

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,97\text{cm}^2 < 14,07\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	231,54	21,99	14,24	408206,5181	8,07	18	261,71	250	Non vérifie
	y-y	118,47	14,07	11,83	287394,0398	3,65	18	205,10	250	Vérifie
Appuis	x-x	136,20	14,07	11,83	287394,0398	5,60	18	235,79	250	Vérifie
	y-y									

REMARQUE : Les contraintes n'étant pas vérifiées, nous avons augmenté la section des aciers

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes.

	Sens	M _u (kN.m)	U	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	294,69	0,08	0,10	43,12	15,71	9T20	28,27	14
	y-y	102,31	0,03	0,04	37,8	6,22	9T16	18,10	14
Appui	x-x	173,35	0,05	0,06	43,84	9,09	9T16	18,10	14

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes après augmentation de la section d'acier.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	231,54	28,27	15,75	492905,748	7,39	18	2,17	250	Vérifier
	y-y	118,47	18,10	13,15	282995,4783	5,50	18	199,99	250	Vérifier
Appuis	x-x	136,20	18,10	13,15	282995,4783	6,32	18	229,93	250	Vérifier

Nous remarquons que les contraintes des aciers sont vérifiées

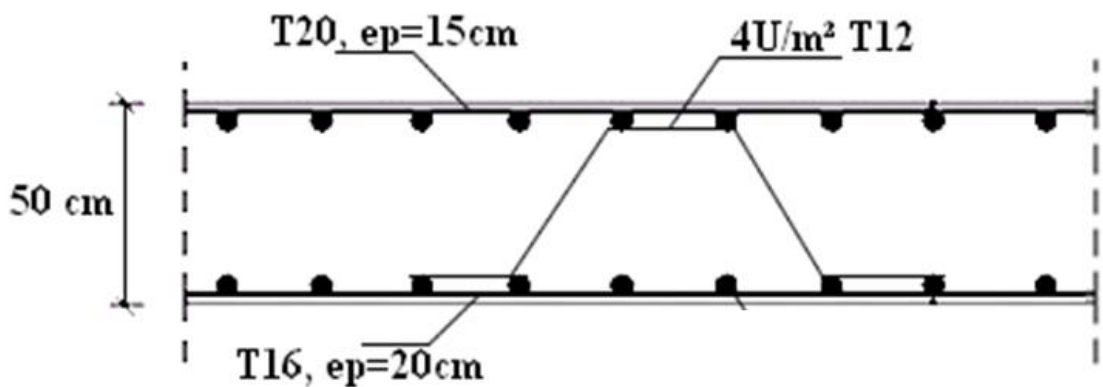
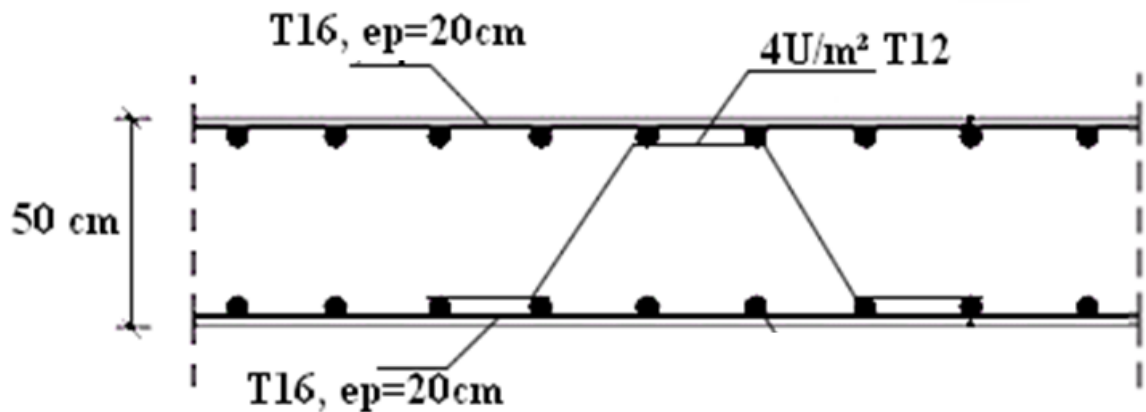


Figure VI.5 : Ferrailage de la dalle du radier XX



Figures VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier YY

VI.4.4 Ferrailage des nervures

VI.4.4.1 Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire [2]

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85 M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

VI.4.4.2 Calcul des armatures

Les données : $b = 70\text{cm}$; $h = 115\text{cm}$; $d = 103,5\text{cm}$;

➤ **Sens porteur (y-y) = Sens non porteur (x-x)**

$L = 6,93\text{m}$; $P = 225,81\text{kN/ml}$

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures.

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choi x	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	1152,2	0,09	0,11	98,94	26,78	9T20	28,27	9
Appuis	677,78	0,053	0,06	100,6	11,48	6T16	12,06	9

VI.4.4.3 Vérifications nécessaires

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 11,48\text{cm}^2 < 12,06\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

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

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificat°
Travée	x-x	845,61	28,27	36,79	5407961,88	3,56	18	281,99	250	Non vérifier
	y-y	845,61	28,27	36,79	5407961,88	3,56	18	281,99	250	Non vérifier
Appuis	x-x	497,42	12,06	25,24	2785937,14	4,50	18	332,79	250	Non vérifier
	y-y	497,42	12,06	25,24	2785937,14	4,50	18	332,79	250	Non vérifier

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature. Le redimensionnement de la section d'armature est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Redimensionnement des armatures.

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	St(cm)
Travée	x-x	15,78	18T25	88,36	9
	y-y	15,78	18T25	88,36	9
Appui	x-x	9,22	12T25	58,90	9
	y-y	9,22	12T25	58,90	9

Après vérification nous obtenons les résultats résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	845,61	88,36	58,19	11269574,82	4,36	18	67,69	250	Vérifier
	y-y	845,61	88,36	58,19	11269574,82	4,36	18	67,69	250	Vérifier
Appuis	x-x	497,42	58,90	49,89	8880839,91	2,79	18	75,28	250	Vérifier
	y-y	497,42	58,90	49,89	8880839,91	2,79	18	75,28	250	Vérifier

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{225,81 \times 6,93}{2} = 782,43 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{782,43 \times 10^3}{700 \times 1485} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

VI.4.4.4 Ferrailage transversal

- Selon le règlement [2]

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} K}{0,8f_c} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_c}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

- **Selon le règlement [1]**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l \right)$$

= 30cm.....Zone nodale. Avec : $\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) = 2,5\text{cm}$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 82,5 \text{ cm}.....\text{Zone courante}$$

Donnée : $f_e = 500\text{MPa}$; $\tau_u = 0,75 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,4\text{Mpa}$; $b = 70\text{cm}$; $d = 148,5 \text{ cm}$. On trouve :

- $S_t = 15\text{cm}.....\text{Zone nodale}$
- $S_t = 20\text{cm}.....\text{Zone courante.}$

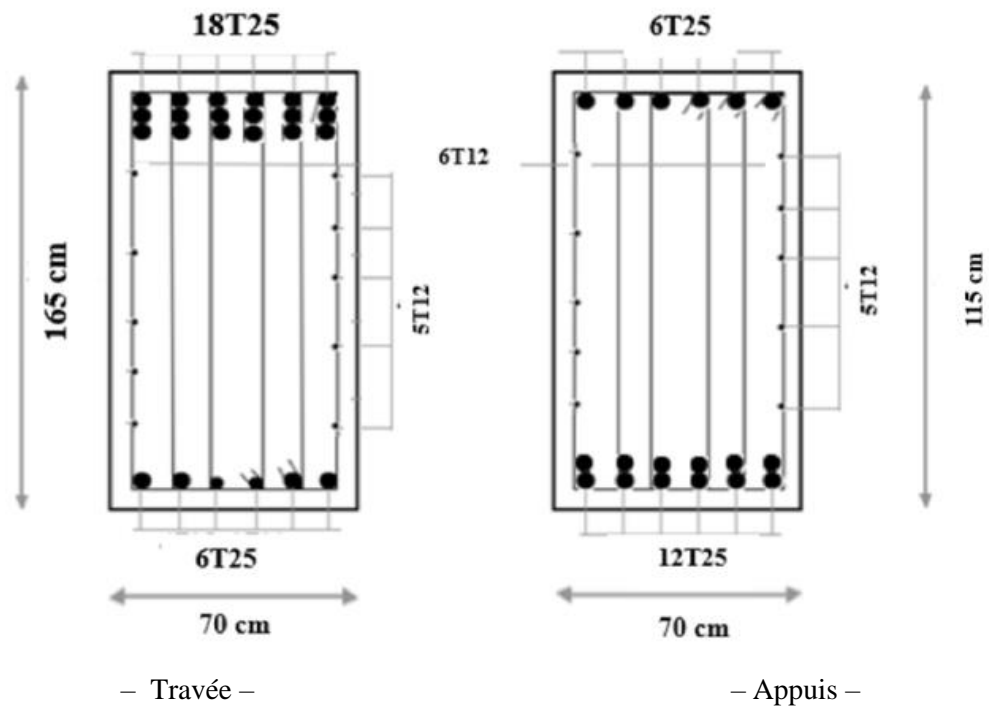
Tableau VI.14 : Ferrailage transversal et l'espacement.

	St(cm)	A_s^{cal}(cm²)	Choix	A_s^{adp}(cm²)
Zone nodale	15	3,15	6T12	6,79
Zone courante	20	4,2	6T12	6,79

VI.4.4.5 Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses. Pour les bâtiments courants on a $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau, $A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 1,65 = 4,95 \text{ cm}^2$ (Fissuration préjudiciable)

Donc on prend : **5T12 = 5,65cm²**



Figures VI.7 : Ferrailage des nervures.

VI.5 Etude du voile de l'entre sol

VI.5.1 Prédimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique [1], il faut que :

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

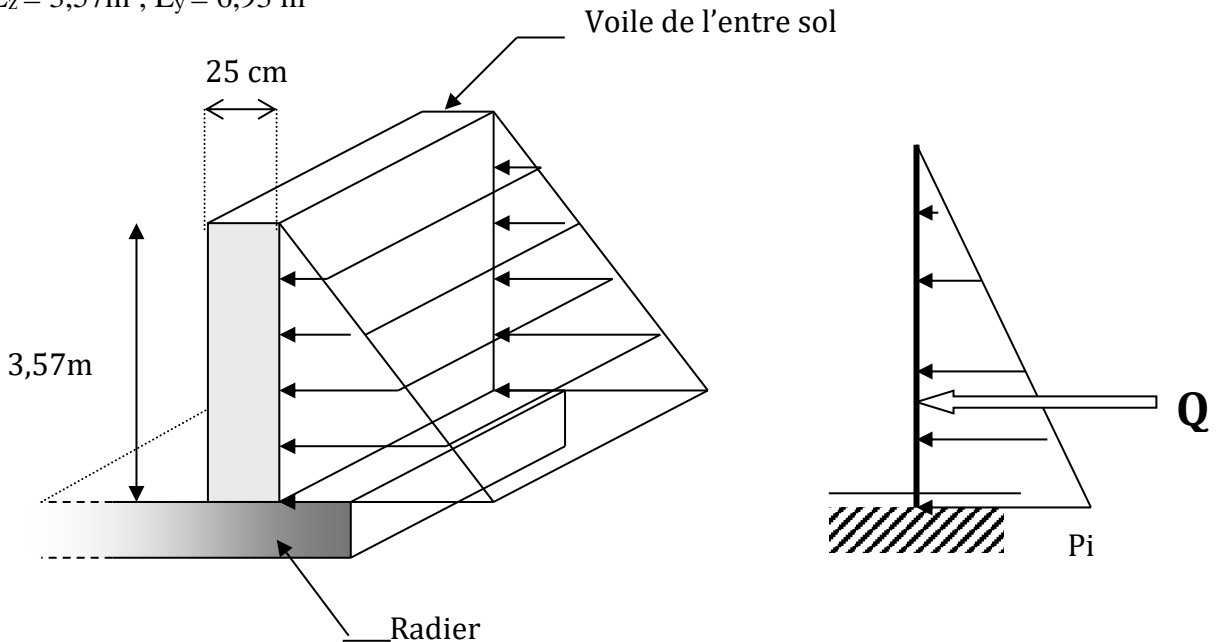
- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20\text{ cm}$ (Section du voile).

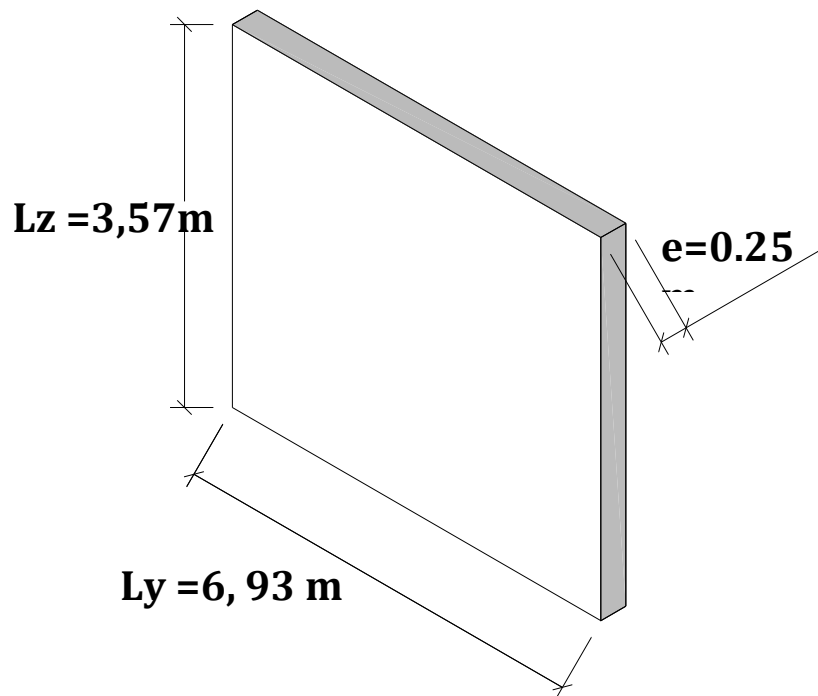
VI.5.2 Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_z = 3,57\text{ m} ; L_y = 6,93\text{ m}$



Figures VI.8: Schéma statique.



Figures VI.9 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable) [2].

La charge de poussées des terres est donnée par : $P_i = k_0 \times \gamma_d \times H$

Avec :

- P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.
- k_0 = Coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \cdot [(\frac{\pi}{4}) - (\frac{\phi}{2})]$.
- γ_d = Poids spécifique des terres ($\gamma_d = 20,00 \text{ kN/m}^3$).
- H = Hauteur du voile ($H = 3,57 \text{ m}$).
- $\phi = 28^\circ \Rightarrow K_0 = f(\phi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,195$

Donc : $P_i = K_0 \times \gamma_d \times H = 13,92 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35 \times P_i = 18,80 \text{ kN/ml}$

VI.5.2.1 Effort dans la Dalle

$\frac{L_z}{L_y} = 0,52 > 0,4$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_z = 0,0937$$

$$\mu_y = 0,2500$$

$$M_z = \mu_z P_u L_z^2 = 22,45 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_z = 5,61 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée**
 - $M_{tz} = 0,85 M_z = 19,08 \text{ kN.m}$
 - $M_{ty} = 0,85 M_y = 4,77 \text{ kN.m}$
- **Moment sur appuis**
 - $M_{az} = M_{ay} = 0,5 M_z = 9,54 \text{ kN.m}$

VI.6 Calcul du Ferrailage

Les données : $b = 100\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $d = 22,5\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique.

	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	z-z	22,54	0,026	0	0,03	22,23	2,33	5T12	5,65	15
	y-y	4,77	0,006	0	0,0075	22,34	0,5	5T12	5,65	25
Appuis	z-z, y-y	9,54	0,01	0	0,01	22,41	0,97	5T12	5,65	20

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,5\text{cm}^2 < 5,65\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \quad \square$$

- **Condition exigée** : le pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes [1].

$$A_s^{min} = 0,1\% \times 100 \times 25 = 2,50 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.6.1 Vérifications

VI.6.1.1 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,5\text{MPa}$

$$T_z = \frac{q_u L_z L_y}{2L_z + L_y} = 33,06 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_z}{3} = 43,43\text{kN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_z; T_y) = 43,43\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{43,43 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,193 \text{ MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

VI.6.1.2 Vérification à l'ELS

➤ **Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_z}{L_y} = 0,52 > 0,4 \Rightarrow \mu_z = 0,0937 ; \mu_y = 0,2500$$

$$P_{ser} = 13,92\text{kN/ml}$$

$$M_z = \mu_z P_{ser} L_z^2 = 16,62\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_z = 4,15\text{kNm}$$

- **Moment en travée**
 - $M_{tz} = 0,85M_z = 14,13 \text{ kNm}$
 - $M_{ty} = 0,85M_y = 3,53 \text{ kNm}$
- **Moment sur appuis**
 - $M_{az} = M_{ay} = 0,5M_z = 8,31 \text{ kNm}$

VI.6.1.3 Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau VI.16 : Vérification des Contraintes à l'ELS.

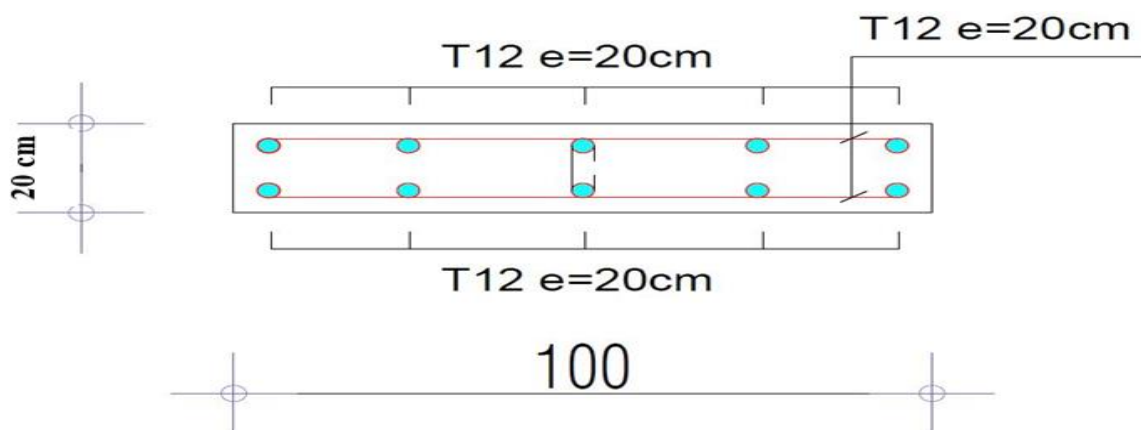
	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	z-z	14,13	5,65	5,39	24584,40	3,09	18	147,50	250	Vérifié
	y-y	3,53	5,65	5,39	24584,40	0,77	18	36,85	250	Vérifié
Appuis	z-z, y-y	8,31	5,65	5,39	24584,40	1,82	18	86,75	250	Vérifié

VI.6.1.4 Vérification de la flèche

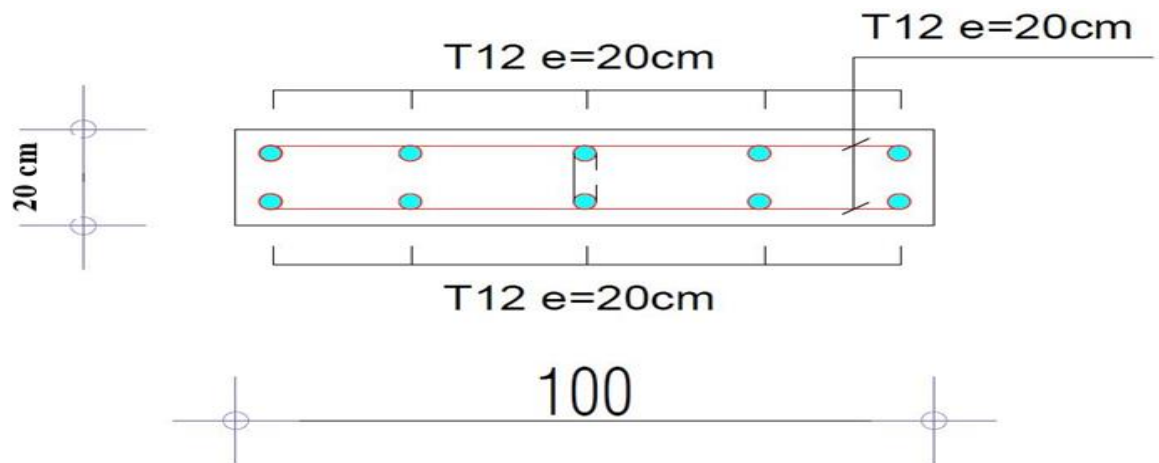
Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_z} \geq \frac{M_t}{20M_z} \\ \frac{h}{L_z} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,070 > 0,0425 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,070 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 2,51 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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



Figures VI.10 : Ferrailage du voile périphérique sens z-z.



Figures VI.11 : Ferrailage du voile périphérique sens y-y.

VI.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionnés et ferrailés la dalle de radier, nervures et le voile périphérique ainsi que les verifications en utilisant les reglements en vigueur.

Conclusion générale

Notre projet consiste à l'étude un bâtiment R+15+ un entre sol avec une terrasse inaccessible, contreventé par un système mixte (voiles-portiques).

Nous avons commencé notre étude par une présentation de notre ouvrage et aussi un Prédimensionnement des éléments résistants, nous avons aussi étudié les éléments secondaires qui sont : acrotère, planchers et escaliers.

Nous sommes passées à l'étape la plus importante de notre étude à savoir l'étude dynamique dont les résultats sont comme suit :

- ✓ Après l'analyse de notre structure, modélisée sous le logiciel ETABS, on a constaté que les sections des éléments structuraux du bâtiment obtenues après le pré dimensionnement changent considérablement après l'étude dynamique, et cela pour avoir plus de sécurité et minimiser l'effet de la torsion, on a disposé les voiles de telle sorte que les deux premiers modes soient des modes de translation et le troisième mode torsion.
- ✓ On a dû aussi changer la section des poteaux pour justifier l'effort normal réduit, cette condition nous a obligé à obtenir des sections des poteaux importants de l'ordre de (70*70) cm² pour le RDC ET 1er étage.
- ✓ Le facteur de comportement qui est en fonction du système de contreventement est choisi R=5. Après vérifications de tous les critères et après chargement de la disposition des voiles, on a opté pour un facteur de comportement R=3.5 qui correspond à un système mixte avec les voiles porteurs.
- ✓ Nous avons aussi vérifié la stabilité de la structure en vérifiant l'effet p-Δ.
- ✓ Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par **RPA99** et **BAEL99**, le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes en utilisant l'interface graphique **l'ETABS**.
- ✓ Et enfin, notre choix de fondation a été porté pour un radier général nervuré pour répondre aux critères de résistance et de rigidité imposés par les règlements en vigueur.

Bibliographie

➤ Règlements

- [1] : **BAEL91 modifié** : béton armé aux états limites
- [2] : **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne 99, version 2003
- [3] : **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- [4] : **DTR B.C.2.2** : document technique réglementaire (charges et surcharges)
- [5] : D.T « EUROCODE 2 »
- [6] : **DTR B-C 2.42** : Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché
- [7] : **DTU B 23.1-NF** : règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché Paris CSTB ,1976

➤ Cours

- Béton armé (3^{ème} et 4^{ème} année)
- Dynamique des structures (4^{ème} année)
- Cours de bâtiment (4^{ème} année)

➤ Logiciels

- ETABS 2020
- AUTOCAD 2021
- EXCEL 2016
- WORD 2016
- SOCOTEC

ANNEXES

c) Caractéristiques de l'appareil utilisé (BORRO type2) :

VALEURS	CARACTERISTIQUES
63,500 KG	Masse du mouton (M)
50 CM	Hauteur de chute (H)
20 CM	Enfoncement de référence (L)
18 KGS	Masse de l'enclume
1,2 M	Longueur de la tige
45 MM	Diamètre de la pointe perdue
2 MM	Diamètre inférieur de la pointe
15,90 CM ²	Section de la pointe perdue (A)
32 MM	Diamètre des tiges
90 MM	Longueur de la pointe perdue
6,200 KG/M	Masse de la tige
90°	Angle au sommet

d) Interprétation :

La corrélation établie entre les graphes des diverses stations pénétrométriques nous a permis de déduire la résistance minimale à la pénétration.

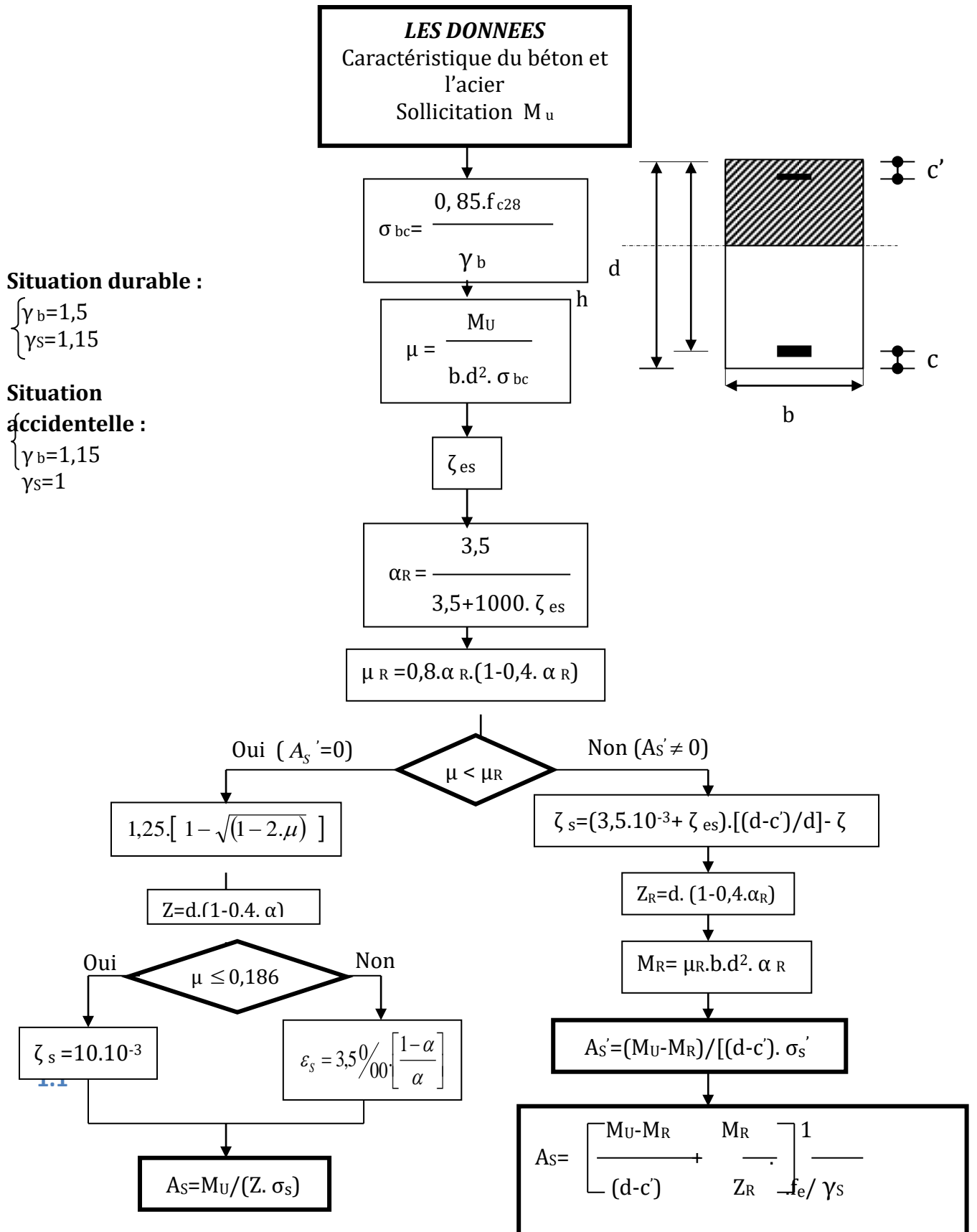
La contrainte admissible applicable au sol est calculée selon le document technique réglementaire (DTR BC 2.331) :

$$Q_{adm} = \frac{Rd}{21}$$

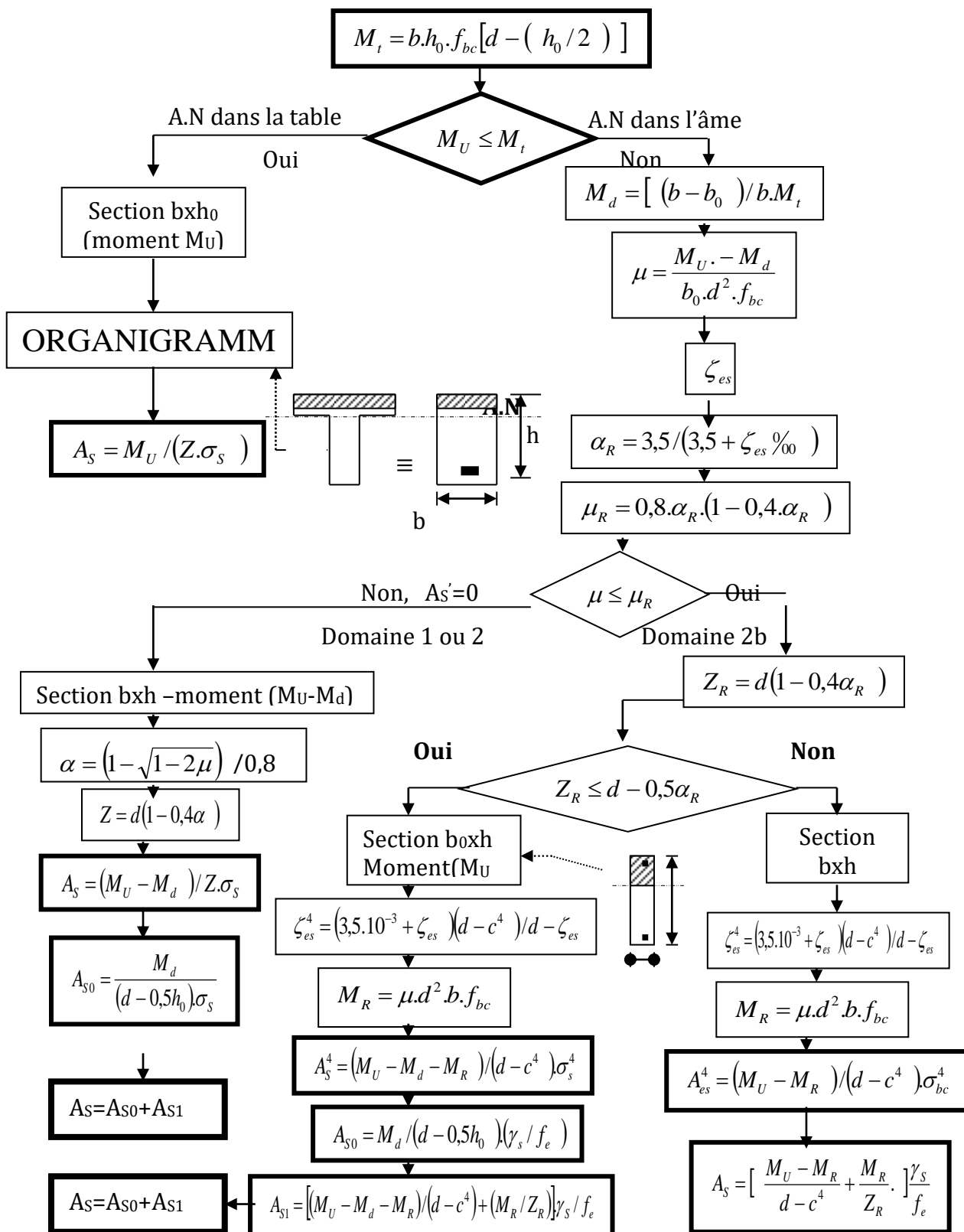
Bloc	Rd minimale	Contrainte admissible	Profondeur d'ancrage
Bloc R+14	57 bar	2.71 bar	3.00 m/TN(le point le plus bas) *
Bloc R+1	60 bar	2.85 bar	2.50 m/TN
Villa DGA 1	60 bar	2.85 bar	9.00 m/TN
Villa DGA 2	60 bar	2.85 bar	9.00 m/TN
Villa DGA 3	60 bar	2.85 bar	2.00 m/TN
Villa DGA 4	60 bar	2.85 bar	2.00 m/TN
Villa DGA 5	60 bar	2.85 bar	2.00 m/TN
Villa DGA 6	60 bar	2.85 bar	2.00 m/TN
Villa DG 7	57 bar	2.71 bar	2.00 m/TN
Villa DGA 8	60 bar	2.85 bar	2.50 m/TN
Villa DGA 9	60 bar	2.85 bar	2.00 m/TN
Villa DGA 10	60 bar	2.85 bar	2.00 m/TN

ORGANIGRAMME -I-

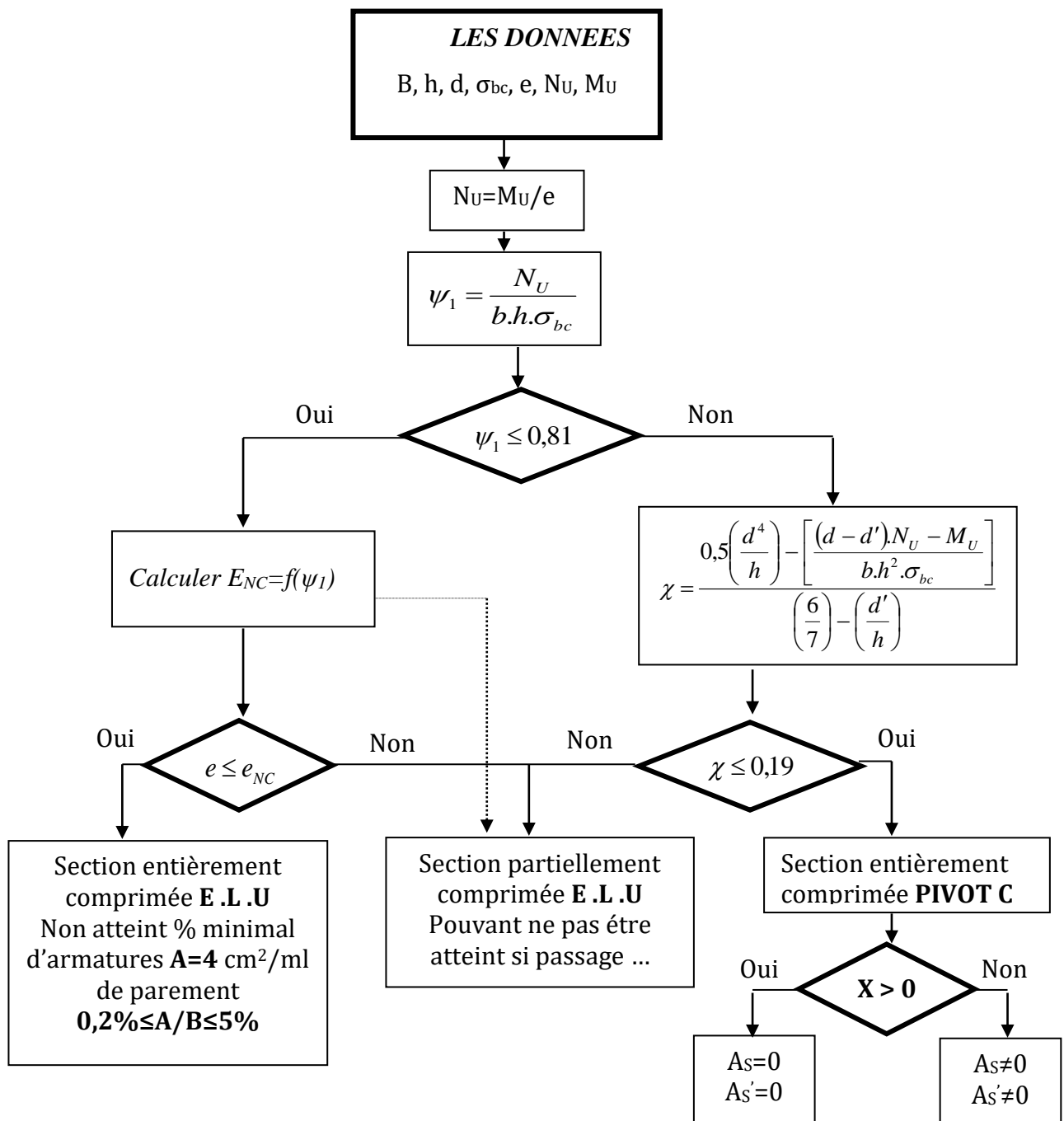
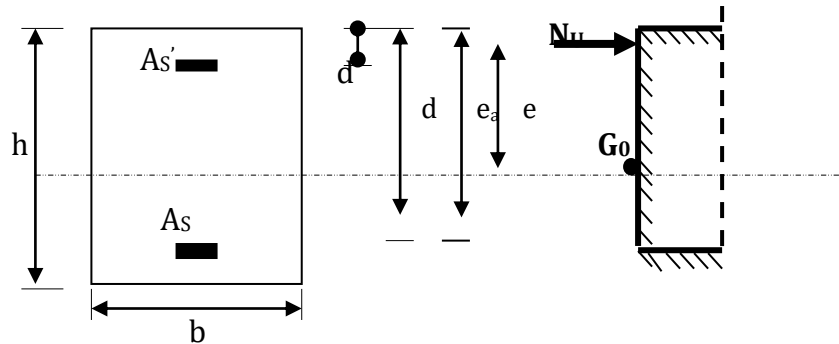
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

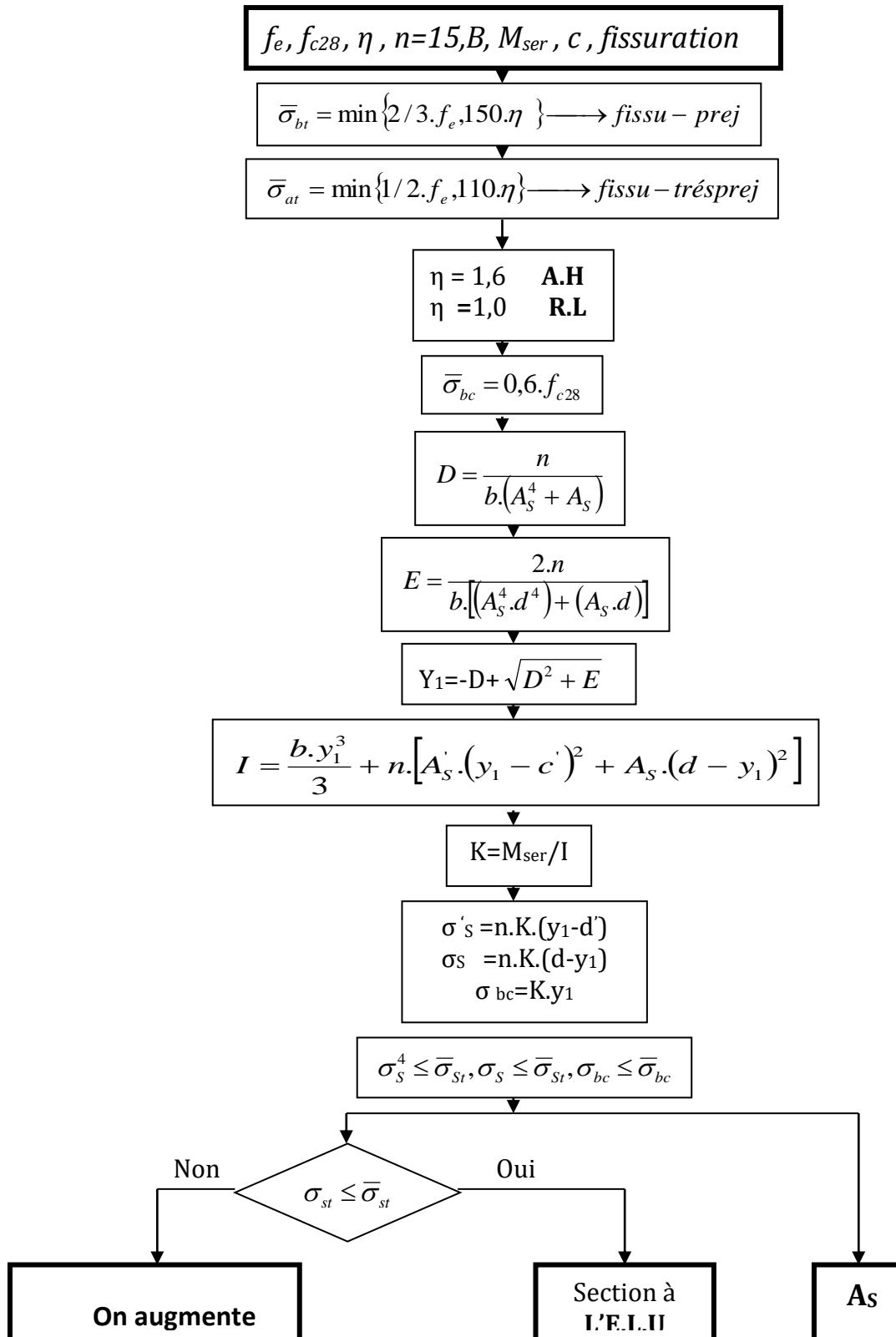


ORGANIGRAMME -III-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION
COMPOSEE

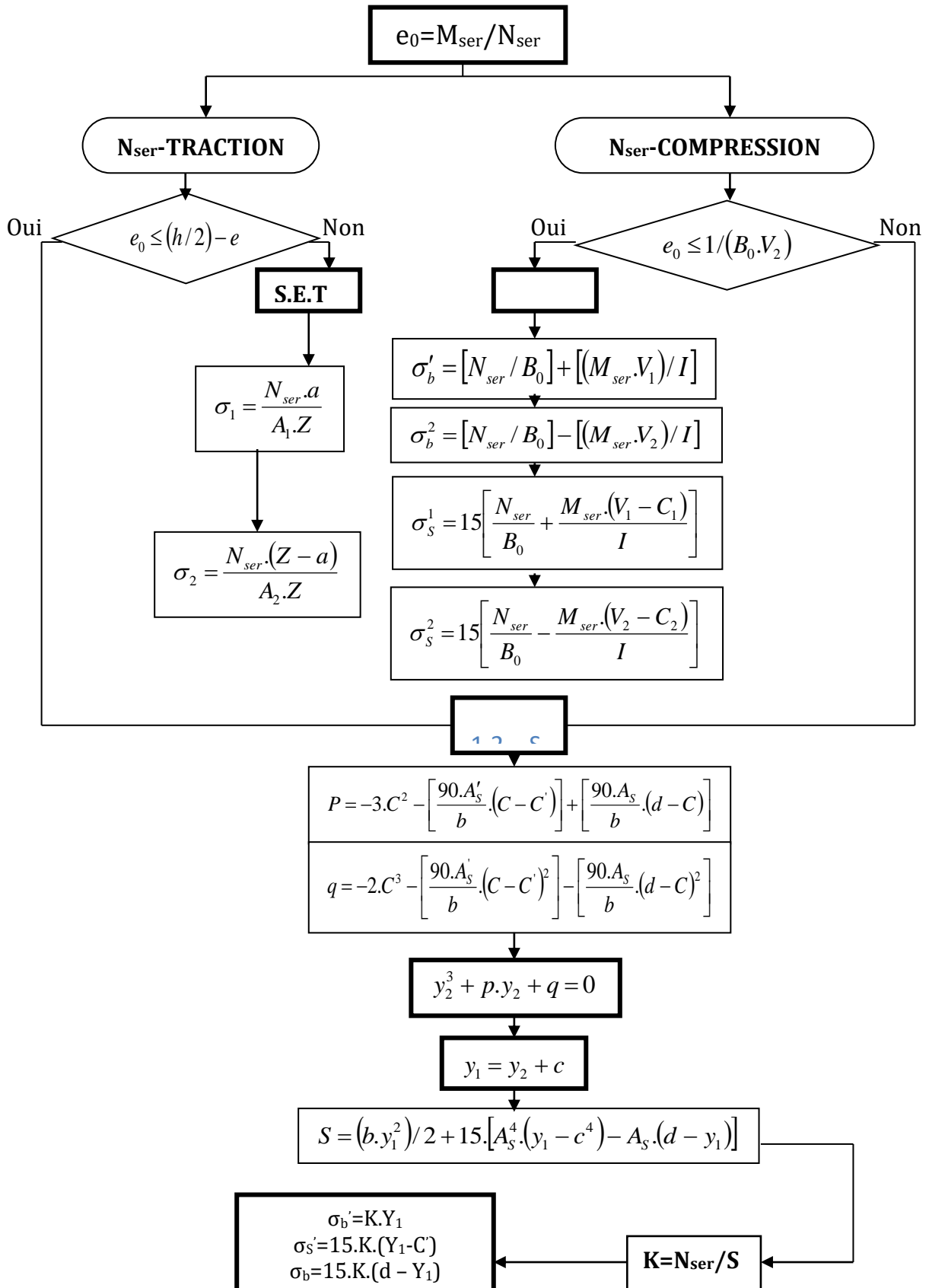


ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

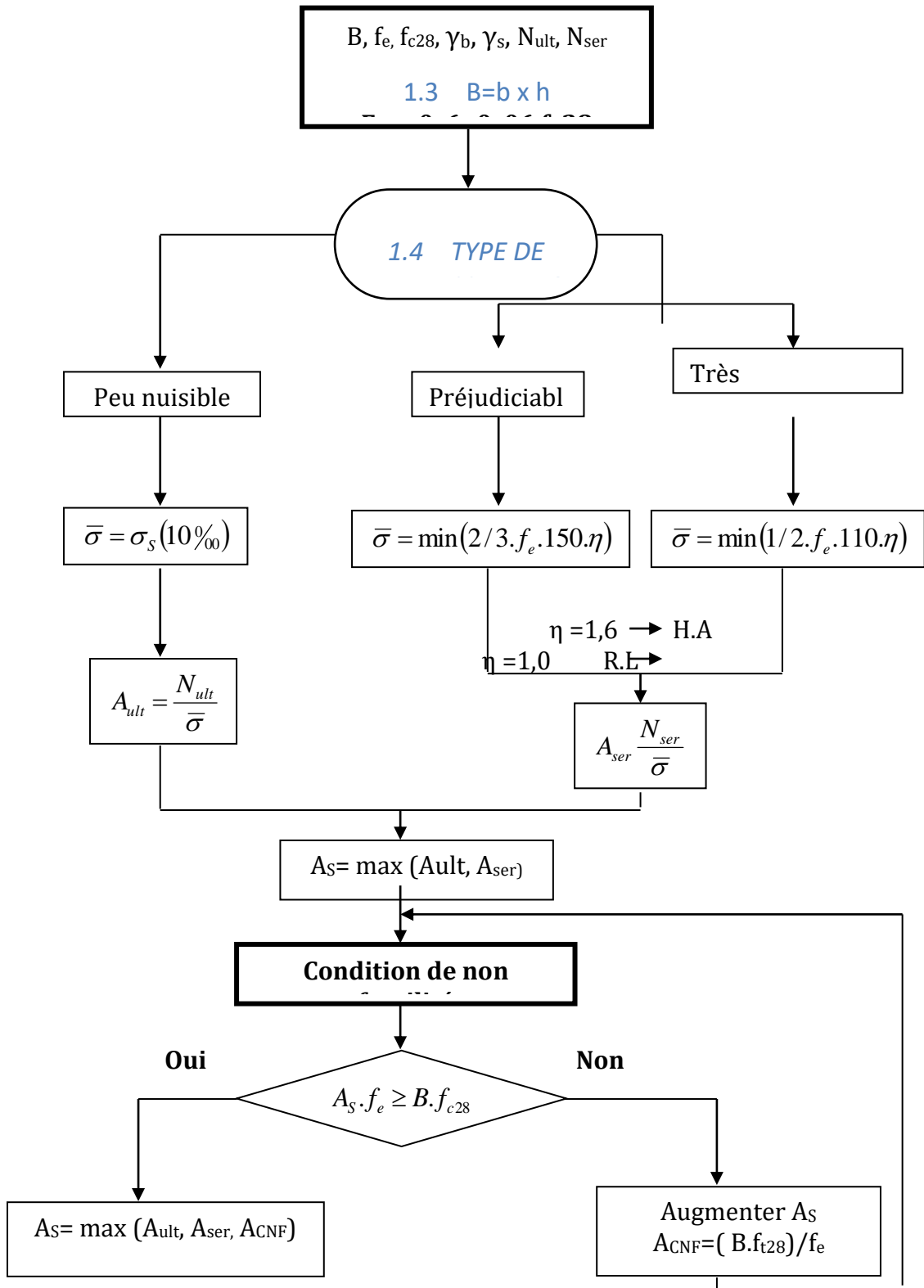


ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

