République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA Farés de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+6étages)

Présenté par :

- ABU QUTA Haitham
- ABDELAL Abdallatif

Encadré par :

- Mr. SKANDER Zakaria

Promotion : Juin 2016

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père"

" ABU HAITHAM "

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère "

" UM HAITHAM "

A ma cœur ma grand-mère " UM YOUSEF"

Chaque professeur ou enseignant, je étudié sur ses mains du primaire à l'université.

A mes Oncles: Abu Mohammed (Fathi), Abu Mohammed (Yousef), Ingénieur Abu Mohammed (Hani), ingénieure Abu Mohammed (Ahmed), ingénieure Abu Saif, Abu Ahmed (Dr Shawqi), Abu Ahmed (Fawzi), Abu Omar, Abu Zaki, Abu Samer, Abu Mohammed (Ibrahim), Abu Shadi (Majid), Abu Mohammed (Bahar), Abu Raed.

A mes tantes : Safia, Fathia, Hanna, Mayson, Sabah, Dalal et Nour.

A mes frères : Mourad, Mohammed et Yousef.

A mes sœurs : Dr. Sabren, Hanen, Hana, Salma et Nada.

A tout ma famille "ABU QUTA" partout

A mes chers amis : Abdelmalek, Ahmed, Mohammed Najjar, Amer, Nader, Abdelatif, Ibrahem, Issam, Abdelhak, Abdelfetah, Khir aldin, Faisal, Zaid, Sliman, Yousef, Djelloul, Bilel, krimo et à tous mes amis

*Et spécialement **Dr. Jehad Algharam** et sa famille et l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup dans ce travail **Mr. OULD TURKI Ben Aissa**.*

HAITHAM

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père "

" ABU MOHAMMED "

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " mamère "

" UM MOHAMMED "

A ma grand-père " ABU KHALIL"

Chaque professeur ou enseignant, je étudié sur ses mains du primaire à l'université

A mes Oncles: Abu Mohammed (Khalil), Abu Mohammed (Naeim), Abu Khaled (Sami), Abu Khalil (Ahmed), Dr. Osama Abu Rami, Abu Mohammed (marwan), Basem, Adnan, Medhat, Wajdi, Ashraf, Ahmad, Mahmoud.

A mes frères : ingénieure Mohammed, Bilal, Anas. Khaled et Sami.

A mes sœurs : Heba. Inas, Doha, Reem, Saja. Bodor

A tout ma famille "ABDELAL" partout

A mes chers amis Abdelmalek, Mohammed Najjar, Amer, Ahmed, Nader, Haitham, Ibrahem, Issam, Abdelhak, Abdelfetah, Khir aldin, Yousef, Faisal,Zaid, Sliman, Djelloul, Abdenour, Ahmed, Bilel, krimo et à tous mes amis

*Et spécialement **Dr. JehadAlgharam** et sa famille et l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup dans ce travail **Mr. OULD TURKI Ben Aissa**.*

ABDALLATIF

Remerciement

Tout d'abord nous remercions Dieu pour nous avoir guidés vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce travail, et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à élaborercet ouvrage et en particulier notre Encadreur Mr. ISKANDRZAKARIA pour son aide et ses orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneurqu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Et un grand merci pourl'ingénieur qui nous a donnée beaucoup de l'aide pour faire ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

ملخص :

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة (طابق أرضي + 6طوابق). ليتم إنجازها في ولاية المدية حي المصلى، التي تعد منطقة زلزالية (منطقة IIb).
مقاومةالبنايةلكلالحمولاتالعاموديةوالأفقيةمضمونةبواسطةنظامالعارضاتوالأعمدة + الجدرانالمسلحة. قياساالأبعادوالتسليح بالفولاذ لكلالعناصرالمقاومةتم طبقاللمعاييروالقوانينالمعمولبها فيالجزائرقانون الخرسانة المسلحة 93 و القواعد الجزائرية المضادة للزلزال 99 نسخة 2003. تمت الدراسة الزلزالية بالطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل (SAP2000 V 17.3).

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé (RDC + 6 étages), destiné à réalisé dans la wilaya de MEDEA quarté du Musala, classée dans la zone de moyenne sismicité (zone IIb). Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte portiques-voiles. Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au documents techniques règlementaires CBA93 et RPA99 version 2003. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique moyennant le logiciel d'analyse (SAP2000 V 17.3).

Abstract :

This project involves studying a block of reinforced concrete (ground for dealing + 6 stories), for realized in the city of MEDEA, placed in the area of moyan seismicity (Zone IIb). The bracing of the structure through a mixed system gantry-sails. The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 Version 2003. The seismic survey was conducted following the numerical method through the analysis software.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE : 1
I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE : 1
I.2.1. DIMENSIONS EN PLAN DU BATIMENT : 1
I.2.2. DIMENSIONS EN ELEVATION DU BATIMENT : 1
I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES : 1
I.3.1. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT : 1
I.3.2. PLANCHERS : 1
I.3.3. MAÇONNERIE : 2
I.3.4. REVETEMENTS : 3
I.3.5. L'ACROTERE : 3
I.3.6. LES ESCALIERS : 3
I.3.7. L'INFRASTRUCTURE : 3
I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX : 3
I.4.1. LE BETON : 3
I.4.1.1. Résistance du béton : 3
I.4.1.2. Module d'élasticité : 4
I.4.1.3. Coefficient de POISSON (υ) : 4
I.4.1.4. Contraintes limites : 5
I.4.2. LES ACIERS 6
I.4.2.1. Types d'acier 6
I.4.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier 6

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

I.4.2.3. Contraintes limites : 6
II.1. INTRODUCTION : 14
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : 14
II.2.1. PLANCHERS A CORPS CREUX : 14
II.2.2. PLANCHERS DALLES PLEINES : 15
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES : 16
II.4. EVALUATION DES CHARGES 18
II.4.1. CHARGES PERMANENTES : 18
II.4.1.1. Maçonnerie : 18
II.4.1.2. Plancher terrasse : 19
II.4.1.2.1.Plancher terrasse(corps creux) : 19
II.4.1.2.2.Plancher terrasse(dalle pleine) : 20
II.4.1.3. Plancher courant : 21
II.4.1.3.1.Plancher courant(corps creux) : 21
II.4.1.3.2.Plancher courant(dalle pleine) : 21
II.4.2. CHARGES D'EXPLOITATION : 21
II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : 22
II.5.1. ETAPES DE PRE DIMENSIONNEMENT : 22
II.5.1.1. Calcul de l'effort normal 23
II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité : 24
II.5.1.3. Charges permanentes : 25
II.5.1.4. Charges d'exploitation : 25
II.5.1.5. L'effort normal ultime : 26
II.5.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003 : 27
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES : 29

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

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.2.4.1. L'état limite ultime (ELU) : 33
III.2.4.2. Vérification à l'état limite de service (ELS) : 35
III.2.5. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT : 37
III.2.6. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DU BETON : 38
III.3. PLANCHER A CORPS CREUX : 39
III.3.1. LA DALLE DE COMPRESSION : 39
III.3.2. LES POUTRELLES : 40
III.3.2.1. Avant coulage : 40
III.3.2.2. Après coulage : 44
III.4. LES ESCALIERS : 60
III.4.1. TERMINOLOGIE : 60
III.4.2. DIMENSIONNEMENT : 60
III.4.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES : 63
III.4.3.1. Charges permanentes : 63
III.4.3.2. Charges d'exploitation : 64
III.4.4. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS : 64
III.4.5. DETERMINATION DES EFFORTS : 64
III.4.6. FERRAILLAGE : 66
III.4.6.1. Armatures longitudinales : 66
III.4.6.2. Armatures de répartition : 67
III.4.6.3. Vérification de l'espacement : 67
III.4.6.4. Vérification à l'ELS : 68
III.4.7. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT : 68

III.4.8. VERIFICATION DE LA FLECHE : 68
III.5. LA POUTRE PALIERE : 70
III.5.1. PRE DIMENSIONNEMENT : 70
III.5.2. CHARGES REVENANT A LA POUTRE : 71
III.5.3. CALCUL DES EFFORTS : 71
III.5.4. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE : 72
III.5.4.1. Armatures longitudinales : 72
III.5.4.2. Armatures transversales : 74
III.5.5. VERIFICATION DE LA FLECHE : 75
III.6. LES DALLES PLEINES : 76
III.6.1. DEFINITION : 76
III.6.2. METHODE DE CALCUL : 76
III.6.3. CALCUL DU 1ER TYPE DE DALLE PLEINE: 78
III.6.3.1. Calcul du ferraillage: 79
III.6.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS 80
III.6.3.3. Vérification de l'espacement entre les aciers : 80
III.6.3.4. Vérification au cisaillement : 80
III.6.4. CALCUL DU 2EMETYPE DE DALLE PLEINE: 81
III.6.4.1. Calcul du ferraillage: 82
III.6.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS : 82
III.6.4.3. Vérification de l'espacement entre les aciers : 83
III.6.4.4. Vérification au cisaillement : 83
III.7. LA POUTRE DE CHAINAGE : 84
III.7.1. CHARGES REVENANT A LA POUTRE : 84
III.7.2. CALCUL DES EFFORTS : 84
III.7.3. FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE : 86
III.7.3.1. Armatures longitudinales : 86
III.7.3.2. Armatures transversales : 88
III.7.4. VERIFICATION DE LA FLECHE : 89

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION : 91
IV.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE 92
IV.2.1. CENTRE DE MASSE : 92
IV.2.1. CENTRE DE TORSION : 93
IV.2.2. EXCENTRICITE : 95
IV.2.2.1. Excentricité théorique (statique) : 95
IV.2.2.2. Excentricité accidentelle : 96
IV.2.2.3. Effets de la torsion accidentelle 96
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : 97
IV.3.1. INTRODUCTION : 97
IV.3.2. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE 98
IV.3.2.1. Principe de la méthode : 98
IV.3.2.2. Modélisation : 98
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul : 98
IV.4. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE : 102
IV.4.1. VERIFICATION DE COMPORTEMENT POUR LES TROIS PREMIERS MODES : 102
IV.4.2. VERIFICATION DE LA PARTICIPATION MASSIQUE: 103
IV.4.3. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL : 104
IV.4.4. VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT : 106
IV.4.5. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE : 111
IV.4.6. LA DEFORMATION ET LA DUCTILITE DU STRUCTURE : 112
IV.4.7. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS EN TETE: 114
IV.4.8. VERIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P-Δ : 114
IV.4.9. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT DE COMPRESSION : 116
IV.4.10. VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES ELEMENTS : 117

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION : 121
V.1.1. COMBINAISONS DONNEES PAR LE CBA93 : 121
V.1.2. COMBINAISONS DONNEES PAR LE RPA99 VERSION2003 : 121
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES : 122
V.2.1. INTRODUCTION : 122
V.2.2. RECOMMANDATIONS DU RPA99 VERSION2003 122
V.2.2.1. Armatures longitudinales: 122
V.2.2.2. Armatures transversales : 122
V.2.3. FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES : 122
V.2.3.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 124
V.2.3.2. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA : 125
V.2.4. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POUTRES : 127
V.2.5. VERIFICATION DE LA FLECHE : 128
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX : 132
V.3.1. ARMATURES LONGITUDINALES : 132
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements : 132
V.3.1.2. Vérifications des contraintes à l'E.L.S : 134
V.3.2. ARMATURES TRANSVERSALES : 135
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES : 138
V.4.1. LES VOILES PLEINS : 138
V.4.2. VOILES AVEC FILES D'OUVERTURES: 138
V.4.2.1. Les trumeaux: 138
V.4.2.2. Les linteaux : 138
V.4.3. RECOMMANDATION SELON LES REGLEMENTS : 139
V.4.3.1. Armatures verticales : 139
V.4.3.2. Armatures horizontales : 140
V.4.3.3. Armatures transversales : 140
V.4.4. FERRAILLAGE DES VOILES PLEINS : 141
V.4.4.1. Armatures verticales : 141

V.4.4.2. Armatures horizontales : 143
V.4.4.3. Armatures transversales : 143
V.4.5. FERRAILLAGE DES VOILES AVEC FILES D'OUVERTURES: 144
V.4.5.1. Les trumeaux : 144
V.4.5.1.1.Armatures verticales : 144
V.4.5.1.2.Armatures horizontales : 146
V.4.5.2. Les linteaux : 146
V.4.5.2.1.Premier cas 146
V.4.5.2.2.Deuxième cas 147

CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION : 152
VI.2. TYPES DE FONDATIONS : 152
VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL : 152
VI.3.1. CAPACITE PORTANTE DU SOL : 152
VI.3.2. ANCRAGE DES FONDATIONS : 153
VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION : 153
VI.4.1. SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU : 154
VI.4.2. SEMELLES FILANTES ET RADIER PARTIELLE : 156
VI.4.2.1. Dimensionnement du semelles filantes: 156
VI.4.2.2. Dimensionnement du radier partielle : 159
VI.4.3. SEMELLE FILANTE CROISEE ET RADIER PARTIELLE: 161
VI.4.3.1. Dimensionnement des semelles filantes: 161
VI.4.3.2. Dimensionnement du radier partielle : 162
VI.4.4. ETUDE DU RADIER : 164
VI.4.4.1. Dimensionnement du radier : 165
VI.4.4.2. Ferraillage du radier : 166
VI.4.4.3. Evaluation des charges : 166
VI.4.4.4. Détermination du ferraillage: 166
VI.4.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS: 168

VI.4.4.6. Vérification de la contrainte de cisaillement: 168
VI.4.4.7. Ferraillage de la nervure : 169
VI.4.4.8. Vérification des contraintes à l'ELS 169
VI.4.4.9. Armatures transversales : 169
VI.4.4.10. Vérification au non poinçonnement : 171
VI.4.5. COMPARAISON DES QUANTITES DU BETON : 173
VI.4.5.1. Semelles filantes et radier partielle : 173
VI.4.5.2. Semelles filantes croisée et radier partielle : 174
VI.4.5.3. Radier général : 175
VI.4.5.4. CONCLUSION : 176
VI.5. LES LONGRINES : 177
VI.5.1. DIMENSIONNEMENT : 177
VI.5.2. FERRAILLAGE : 177
VI.5.2.1. Armatures longitudinales : 177
VI.5.2.2. Armatures transversales : 178

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

FIGURE I.01. PLANCHER CORPS CREUX 2

FIGURE I.02. PLANCHER DALLE PLEINE 2

FIGURE I.03. DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DU BETON A L'ELU 5

FIGURE I.04. DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DE L'ACIER A L'ELU 6

FIGURE I.05. FAÇADE PRINCIPALE 8

FIGURE I.06. VUE EN PLAN DU RDC 9

FIGURE I.07. VUE EN PLAN DES ETAGES 10

FIGURE I.08. VUE EN PLAN DU TERRASSE 11

FIGURE I.09. COUPE A-A 12

CHAPITRE II

FIGURE II.01. COUPE DU PLANCHER A CORPS CREUX 15

FIGURE II.02. DIMENSIONS DU CORPS CREUX 15

FIGURE II.03. SURFACE REPRISE PAR LE POTEAU LE PLUS SOLLICITE 24

FIGURE II.04. CONDITIONS AUX ZONES NODALES 28

FIGURE II.05. VUE EN PLAN ET VUE EN 3D DU VOILE 29

CHAPITRE III

FIGURE III.01. ACROTERE (DIMENSIONS ET CHARGES EXERCEES) 31

FIGURE III.02. SECTION DE BETON ARME DANS L'ACROTERE 33

FIGURE III.03. FERRAILLAGE DE L'ACROTERE 38

FIGURE III.04. DISPOSITION DES ARMATURES DE LA DALLE DE COMPRESSION 40

FIGURE III.05. POUTRELLE AVEC UN SEUL ETAI AU MILIEU 42

FIGURE III.06. POUTRELLE AVEC DEUX ETAIS 43

FIGURE III.07. POUTRELLE A UNE SEUL TRAVEES 45

FIGURE III.08. POUTRELLE A DEUX TRAVEES 45

FIGURE III.09. POUTRELLE A TROIS TRAVEES 45

FIGURE III.10. MOMENT EN TRAVEE ET EN APPUI POUR LA METHODE FORFAITAIRE. 48
FIGURE III.11. DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRELLE A UNE SEUL TRAVEE A L'E.L.U 49
FIGURE III.12. DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRELLE A UNE SEUL TRAVEE 49
FIGURE III.13. DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRELLE A UNE SEUL TRAVEE A L'E.L.S 50
FIGURE III.14. DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRELLE A DEUX TRAVEES A L'E.L.U 50
FIGURE III.15. DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRELLE A DEUX TRAVEES A L'E.L.U 51
FIGURE III.16. DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRELLE A DEUX TRAVEES A L'E.L.S 51
FIGURE III.17. DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES A L'E.L.U 53
FIGURE III.18. DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES 53
FIGURE III.19. DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES A L'E.L.S 54
FIGURE III.20. FERRAILLAGE DES POUTRELLES AUX APPUIS ET EN TRAVEE 59
FIGURE III.21. REPRESENTATION D'UN ESCALIER 60
FIGURE III.22. ESCALIER DROIT A DEUX VOLEES 60
FIGURE III.23. SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER 61
FIGURE III.24. CHARGEMENT DANS L'ESCALIER A L'E.L.U 64
FIGURE III.25. DIAGRAMME DES MOMENTS DANS L'ESCALIER A L'E.L.U 65
FIGURE III.26. DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANT DANS L'ESCALIER A L'E.L.U 65
FIGURE III.27. CHARGEMENT DANS L'ESCALIER A L'E.L.S 65
FIGURE III.28. DIAGRAMME DES MOMENTS DANS L'ESCALIER A L'E.L.S 66
FIGURE III.29. SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE 70
FIGURE III.30. DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRE PALIERE A L'E.L.U 71
FIGURE III.31. DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRE PALIERE A L'E.L.U 72
FIGURE III.32. DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRE PALIERE A L'E.L.S 72
FIGURE III.33. SCHEMA DU 1ER TYPE DE DALLE PLEINE 78
FIGURE III.34. SCHEMA DU 2EME TYPE DE DALLE PLEINE 81
FIGURE III.35. CHARGEMENT DANS LA POUTRE DE CHAINAGE 85
FIGURE III.36. DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRE DE CHAINAGE A L'E.L.U 85
FIGURE III.37. DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRE DE CHAINAGE A L'E.L.U 85
FIGURE III.38. DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRE DE CHAINAGE A L'E.L.S 86

CHAPITRE IV

FIGURE IV.01. VUE EN 3D DE LA STRUCTURE 91

FIGURE IV.02. DISPOSITION DES VOILES 92

FIGURE IV.03. FIGURE EXCENTRICITE THEORIQUE 95

FIGURE IV.04. COMPORTEMENT DU 1ER MODE 102

FIGURE IV.05. COMPORTEMENT DU 2EME MODE 102

FIGURE IV.06. COMPORTEMENT DU 3EME MODE 103

FIGURE IV.07. LES FORCES AGISSANTES SUR LA STABILITE AU RENVERSEMENT 107

FIGURE IV.08. DISTRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE SUIVANT X 108

FIGURE IV.09. DISTRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE SUIVANT Y 109

FIGURE IV.10. DOMAINE ELASTOPLASTIQUE DU BETON 113

FIGURE IV.11. L'EFFET P-Δ 114

CHAPITRE V

FIGURE V.01. FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DE RIVE DE TERRASSE 129

FIGURE V.02. FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES INTERMEDIAIRES DE TERRASSE 129

FIGURE V.03. FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DE RIVE DE L'ETAGE COURANT 130

FIGURE V.04. FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES INTERMEDIAIRES DE L'ETAGE COURANT 130

FIGURE V.05. FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DE RIVE DE TERRASSE 130

FIGURE V.06. FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES INTERMEDIAIRES DE TERRASSE 131

FIGURE V.07. FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES DE RIVE DE L'ETAGE COURANT 131

FIGURE V.08. FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES INTERMEDIAIRES DE L'ETAGE COURANT 131

FIGURE V.09. LA ZONE NODALE DANS LES POTEAUX 133

FIGURE V.10. FERRAILLAGE POTEAUX 50*50 137

FIGURE V.11. FERRAILLAGE POTEAUX 45*45 137

FIGURE V.12. FERRAILLAGE POTEAUX 40*40 137

FIGURE V.13. DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DES VOILES 139

FIGURE V.14. DISPOSITION DES EPINGLES 143

FIGURE V.15. LA ZONE DE RECOUVREMENT DES VOILES 144

FIGURE V.16. MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS DANS LES LINTEAUX 147

FIGURE V.17. FERRAILLAGE DU VOILE V1 150

FIGURE V.18. FERRAILLAGE DU VOILE V2 150
FIGURE V.19. FERRAILLAGE DU VOILE V3 150
FIGURE V.20. FERRAILLAGE DU VOILE V4 150

CHAPITRE VI

FIGURE VI.01. SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU 154
FIGURE VI.02. LES BULLES DE PRESSION 155
FIGURE VI.03. LA PROPOSITION DES SEMELLES ISOLEES 156
FIGURE VI.04. SEMELLE FILANTE SOUS POTEAUX 157
FIGURE VI.05. SEMELLE FILANTE SOUS VOILES 158
FIGURE VI.06. LA PROPOSITION DES SEMELLES FILANTES ET LE RADIER PARTIELLE 160
FIGURE VI.07. LA PROPOSITION DES SEMELLES FILANTES CROISEE ET LE RADIER PARTIELLE 163
FIGURE VI.08. SCHEMA D'UN RADIER NERVURE 165
FIGURE VI.09. DIAGRAMMES DE FLEXION DANS LES NERVURES DU RADIER 170
FIGURE VI.10. FERRAILLAGE DES NERVURES 170
FIGURE VI.11. SCHEMA DU RADIER NERVURE 172
FIGURE VI.12. LA SECTION DU BETON POUR LA 1ERE TYPE 173
FIGURE VI.13. LA SECTION DU BETON POUR LA 2EME TYPE 174
FIGURE VI.14. LA SECTION DU BETON POUR LA3EME TYPE 175
FIGURE VI.15. FERRAILLAGE DES LONGRINES 178

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

TABLEAU I.01 LES TYPES D'ACIERS UTILISES ET LEURS NUANCES....6

CHAPITRE II

TABLEAU II.01 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES....17
TABLEAU II.02 PRE DIMENSIONNEMENT DU CHAINAGE....17
TABLEAU II.03 CHARGE PERMANENTE DES MURS INTERIEURS....18
TABLEAU II.04 CHARGE PERMANENTE DU MUR EXTERIEUR....18
TABLEAU II.05 CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER TERRASSE (CORPS CREUX)....19
TABLEAU II.06 CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER TERRASSE (DALLE PLEINE)....20
TABLEAU II.07 CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER COURANT (CORPS CREUX)....21
TABLEAU II.08 CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER COURANT (DALLE PLEINE)....21
TABLEAU II.09 EFFORT NORMAL ***N*** POUR CHAQUE SECTION DE POTEAU....23
TABLEAU II.10 CHARGES PERMANENTES CUMULEES DES SURFACES REPRISES....25
TABLEAU II.11 CHARGES D'EXPLOITATION CUMULEES DES SURFACES REPRISES....26
TABLEAU II.12 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL DES POTEAUX....26
TABLEAU II.13 VERIFICATION DES SECTIONS SELON LE RPA99 VERSION2003....27
TABLEAU II.14 VERIFICATION AUX ZONES NODALES SELON LE RPA99 VERSION2003....28

CHAPITRE III

TABLEAU III.01 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES SUR L'ACROTERE....32
TABLEAU III.02 LES EFFORTS EXERCES SUR L'ACROTERE....32
TABLEAU III.03 LES DONNEES SUR L'ACROTERE....32
TABLEAU III.04 LES CHARGES DE LA POUTRELLE AVANT COULAGE....41
TABLEAU III.05 LES CHARGES DE LA POUTRELLE AVEC UN SEUL ETAI AVANT COULAGE....43
TABLEAU III.06 LES CHARGES DE LA POUTRELLE AVEC DEUX ETAIS AVANT COULAGE....44
TABLEAU III.07 COMBINAISON DES CHARGES DES POUTRELLES....48
TABLEAU III.08 DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A UNE SEUL TRAVEE A L'E.L.U....49

TABLEAU III.09 DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A UNE SEUL TRAVEE A L'E.L.S 50
TABLEAU III.10 DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A DEUX TRAVEES A L'E.L.U 50
TABLEAU III.11 DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A DEUX TRAVEES A L'E.L.S 51
TABLEAU III.12 METHODE DE CAQUOT 52
TABLEAU III.13 DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES A L'E.L.U 53
TABLEAU III.14 DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A TROIS TRAVEES A L'E.L.S 54
TABLEAU III.15 SOLLICITATIONS MAX DES POUTRELLES EN TRAVEE ET EN APPUIS 54
TABLEAU III.16 CALCUL DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES A L'E.L.U 55
TABLEAU III.17 VERIFICATION DES POUTRELLES A L'E.L.S 56
TABLEAU III.18 ARMATURES LONGITUDINALES DES POUTRELLES 56
TABLEAU III.19 ARMATURES TRANSVERSALES DES POUTRELLES 57
TABLEAU III.20 VERIFICATION PRELIMINAIRE DE LA FLECHE DES POUTRELLES 58
TABLEAU III.21 VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRELLES 59
TABLEAU III.22 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES POUR LES DEUX VOLEES 62
TABLEAU III.23 CHARGE PERMANENTE DE LA PAILLASSE 63
TABLEAU III.24 CHARGE PERMANENTE DU PALIER DE REPOS 63
TABLEAU III.25 COMBINAISONS DES CHARGES DANS L'ESCALIER 64
TABLEAU III.26 SOLLICITATIONS MAX D'ESCALIER EN TRAVEE ET EN APPUIS 66
TABLEAU III.27 CARACTERISTIQUES DE L'ESCALIER ET DES MATERIAUX 66
TABLEAU III.28 SECTION D'ARMATURES LONGITUDINALES DANS L'ESCALIER 67
TABLEAU III.29 VERIFICATION DE LA SECTION D'ARMATURES 67
TABLEAU III.30 SECTION D'ARMATURES DE REPARTITION DANS L'ESCALIER 67
TABLEAU III.31 VERIFICATION DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER A L'ELS 68
TABLEAU III.32 VERIFICATION DE LA FLECHE DE L'ESCALIER 69
TABLEAU III.33 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PALIERE 70
TABLEAU III.34 SOLLICITATIONS DE LA POUTRE PALIERE 71
TABLEAU III.35 FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE 72
TABLEAU III.36 VERIFICATION DE LA POUTRE PALIERE A L'E.L.S 73
TABLEAU III.37 VERIFICATION DE LA POUTRE PALIERE SELON LE RPA99 V2003 73
TABLEAU III.38 CALCUL DES ACTIONS 77
TABLEAU III.39 TRAVAIL EXTERNE (TYPE 1) 78
TABLEAU III.40 TRAVAIL INTERNE (TYPE 1) 79

TABLEAU III.41 CALCUL DU FERRAILLAGE (TYPE 1) 80
TABLEAU III.42 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS (TYPE 1) 80
TABLEAU III.43 VERIFICATION AU CISAILLEMENT (TYPE 1) 81
TABLEAU III.44 TRAVAIL EXTERNE (TYPE 2) 81
TABLEAU III.45 TRAVAIL INTERNE (TYPE 2) 82
TABLEAU III.46 CALCUL DU FERRAILLAGE (TYPE 2) 82
TABLEAU III.47 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS (TYPE 2) 82
TABLEAU III.48 VERIFICATION AU CISAILLEMENT (TYPE 2) 83
TABLEAU III.49 SOLLICITATIONS DE LA POUTRE DE CHAINAGE 84
TABLEAU III.50 FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE 86
TABLEAU III.51 VERIFICATION DE LA POUTRE PALIERE A L'E.L.S 87
TABLEAU III.52 VERIFICATION DE LA POUTRE PALIERE SELON LE RPA99 V2003 87

CHAPITRE IV

TABLEAU IV.01 CENTRE DE MASSE 93
TABLEAU IV.02 CENTRE DE TORSION 94
TABLEAU IV.03 EXCENTRICITE THEORIQUE 96
TABLEAU IV.04 EXCENTRICITE ACCIDENTELLE 97
TABLEAU IV.05 JUSTIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R SUIVANT X 99
TABLEAU IV.06 JUSTIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R SUIVANT Y 100
TABLEAU IV.07 FACTEUR DE QUALITE Q 101
TABLEAU IV.08 COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES 103
TABLEAU IV.09 VERIFICATION DE LA PARTICIPATION MASSIQUE 104
TABLEAU IV.10 LA FORCE SISMIQUE PAR LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE 106
TABLEAU IV.11 VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL 106
TABLEAU IV.12 DISTRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE SUIVANT LES DEUX DIRECTIONS X ET Y 108
TABLEAU IV.13 MOMENT DE RENVERSEMENT SUIVANT LES DEUX DIRECTIONS X ET Y 109
TABLEAU IV.14 MOMENT DE STABILITE SUIVANT LES DEUX DIRECTIONS X ET Y 110
TABLEAU IV.15 VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT 110
TABLEAU IV.16 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE SUIVANT X 111
TABLEAU IV.17 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE SUIVANT Y 112
TABLEAU IV.18 LA DEFORMATION SUIVANT X ET Y 113

TABLEAU IV.19 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS EN TETE SUIVANT LES DEUX DIRECTIONS 114
TABLEAU IV.20 VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ SUIVANT X 115
TABLEAU IV.21 VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ SUIVANT Y 116
TABLEAU IV.22 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT SUIVANT X 116
TABLEAU IV.23 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT SUIVANT Y 117
TABLEAU IV.24 VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES POUTRES 118
TABLEAU IV.25 VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES VOILES 119

CHAPITRE V

TABLEAU V.01 LES DONNEES DE CALCUL 121
TABLEAU V.02 FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES PRINCIPALES ($\mathbf{30 \times 40}$) 123
TABLEAU V.03 FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES SECONDAIRES ($\mathbf{30 \times 35}$) 123
TABLEAU V.04 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'E.L.S DES POUTRES PRINCIPALES($\mathbf{30 \times 40}$) 124
TABLEAU V.05 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'E.L.S DES POUTRES SECONDAIRES ($\mathbf{30 \times 35}$) 125
TABLEAU V.06 VERIFICATION DES POUTRES PRINCIPALES SELON LE RPA ET CBA 126
TABLEAU V.07 VERIFICATION DES POUTRES SECONDAIRES SELON LE RPA ET CBA 126
TABLEAU V.08 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS 127
TABLEAU V.09 VERIFICATION PRELIMINAIRE DE LA FLECHE DES POUTRES 128
TABLEAU V.10 VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRES PRINCIPALES 128
TABLEAU V.11 VERIFICATION DE LA FLECHE DES POUTRES SECONDAIRES 129
TABLEAU V.12 FERRAILLAGE DES POTEAUX 133
TABLEAU V.13 VERIFICATION DES POTEAUX A L'E.L.S 134
TABLEAU V.14 VERIFICATION DE FERRAILLAGE DES POTEAUX AVEC LES REGLEMENTS 135
TABLEAU V.15 FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX 136
TABLEAU V.16 LES DONNEES DE CALCUL 141
TABLEAU V.17 CALCUL DES ARMATURES VERTICALES DES VOILES PLEINS 141
TABLEAU V.18 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'E.L.S 142
TABLEAU V.19 VERIFICATION SELON LES REGLEMENTS CBA93 ET RPA99 VERSION2003 142
TABLEAU V.20 CALCUL DES ARMATURES HORIZONTALES DES VOILES PLEINS 143
TABLEAU V.21 CALCUL DES ARMATURES VERTICALES DES TRUMEAUX 144
TABLEAU V.22 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'E.L.S DES TRUMEAUX 145
TABLEAU V.23 VERIFICATION SELON LES REGLEMENTS CBA93 ET RPA99 VERSION2003 145

TABLEAU V.24 CALCUL DES ARMATURES HORIZONTALES DES TRUMEAUX 146
TABLEAU V.25 DETERMINATION DE LA SOLLICITATION DE CALCUL DES LINTEAUX 148
TABLEAU V.26 CALCUL D'ARMATURES LONGITUDINALES ET TRANSVERSALES DES LINTEAUX 149

CHAPITRE VI

TABLEAU VI.01 DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES 154
TABLEAU VI.02 VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS LES SEMELLES ISOLEES 155
TABLEAU VI.03 DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES SOUS VOILES ET POTEAUX 158
TABLEAU VI.04 VERIFICATION DES CONTRAINTES DES SEMELLES FILANTES SOUS POTEAUX 159
TABLEAU VI.05 VERIFICATION DES CONTRAINTES DES SEMELLES FILANTES SOUS VOILES 159
TABLEAU VI.06 DIMENSIONNEMENT DU RADIER PARTIELLE 159
TABLEAU VI.07 VERIFICATION DES CONTRAINTES DU RADIER 159
TABLEAU VI.08 VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS LES SEMELLES FILANTES ET LE RADIER 160
TABLEAU VI.09 DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES SOUS VOILES ET POTEAUX 161
TABLEAU VI.10 VERIFICATION DES CONTRAINTES DES SEMELLES FILANTES SOUS POTEAUX 162
TABLEAU VI.11 VERIFICATION DES CONTRAINTES DES SEMELLES FILANTES SOUS VOILES 162
TABLEAU VI.12 DIMENSIONNEMENT DE RADIER PARTIELLE 162
TABLEAU VI.13 VERIFICATION DES CONTRAINTES DE RADIER PARTIELLE 162
TABLEAU VI.14 VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS LES SEMELLES FILANTES ET LE RADIER 163
TABLEAU VI.15 DETERMINATION DES MOMENTS 167
TABLEAU VI.16 DETERMINATION DES ARMATURES LONGITUDINALES A L'ELU 167
TABLEAU VI.17 VERIFICATION DU FERRAILLAGE A L'ELS 168
TABLEAU VI.18 FERRAILLAGE DE LA NERVURE 169
TABLEAU VI.19 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS. 169
TABLEAU VI.20 COMPARATIF DES DIFFERENTS TYPES DES FONDATIONS 176

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue

A' : Section d'acier comprimée

A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale

A_v : Section d'armatures verticales

A_h : Section d'armatures horizontales

A_t : Section d'armatures transversales

B : Section du béton

B_r : Section réduite du béton

L_t : Longueur de la section tendue

L_c : Longueur de la section courante

E_v: Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

I : moment d'inertie

M_0 : Moment fléchissant

M_t : Moment fléchissant en travée

M_a : Moment fléchissant en appui

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_{ser} : Moment fléchissant à l'état limite de service

N : Effort normal

N_u : Effort normal ultime

N_{ser} : Effort normal de service

V_u : Effort tranchant ultime

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

W : Poids

S_t: Espacement d'armatures transversales.

S_v : Espacement d'armatures verticales.

S_h: Espacement d'armatures horizontales.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton

b : Largeur de la section du béton

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T)

c, c' : Enrobage inférieur et supérieur

d : Hauteur utile de la section du béton

f : Flèche

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

f_{c28}: Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

f_{cj}: Résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jours.

f_{c28}: Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

i : Rayon de giration

l_f : Longueur de flambement

Majuscules grecques :

Δ : Variation

∑ : Somme

Ø : Diamètre nominal d'une barre d'acier

$Ø_v$: Diamètre des armatures verticales

$Ø_h$: Diamètre des armatures horizontales

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales

Minuscules grecques :

α : Angle

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_h : Poids volumique humide du sol

φ : Angle de frottement

η : Coefficient de fissuration

σ_{sol} : Contrainte normale du sol

σ_b : Contrainte normale dans le béton

σ_s : Contrainte normale dans l'acier

τ_b : Contrainte tangentielle dans le béton

λ: Elancement mécanique

μ : Coefficient de frottement

υ : Coefficient de POISSON

δ : Déplacement

Autres notations :

E.L.U : Etat limite ultime

E.L.S : Etat limite de service

C.V : Condition vérifiée

C.N.V : Condition non vérifiée

ACC : Accidentelle

P.P : Poutre principale

P.S : Poutre secondaire

S.F : Semelle filante

P.L : Poutre de libage

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 la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse de du bloc situé à «MUSALA» wilaya du MEDEA, le bloc à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et de 6étages.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le quatrièmechapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V17.3 », on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol.

CHAPITRE I

DESCRIPTION

DE

L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Il s'agit d'un bâtiment (bloc angle) en RDC + 6 étages à usage d'habitation qui sera implanté à MEDEA. C'est une zone de moyenne sismicité (zone IIb) selon la classification et conformément au RPA 99 version 2003.

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 21.40 m

- largeur totale du bâtiment : 21.85m

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du RDC : 3.06 m

- Hauteur de l'étage : 3.06 m

- Hauteur totale du bâtiment : 21.42 m + 0.60 m de l'acrotère

I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.3.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003, il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement mixte portiques-voiles.

I.3.2. Planchers :

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces charges aux éléments porteurs de la structure, notamment les poteaux et les voiles.

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

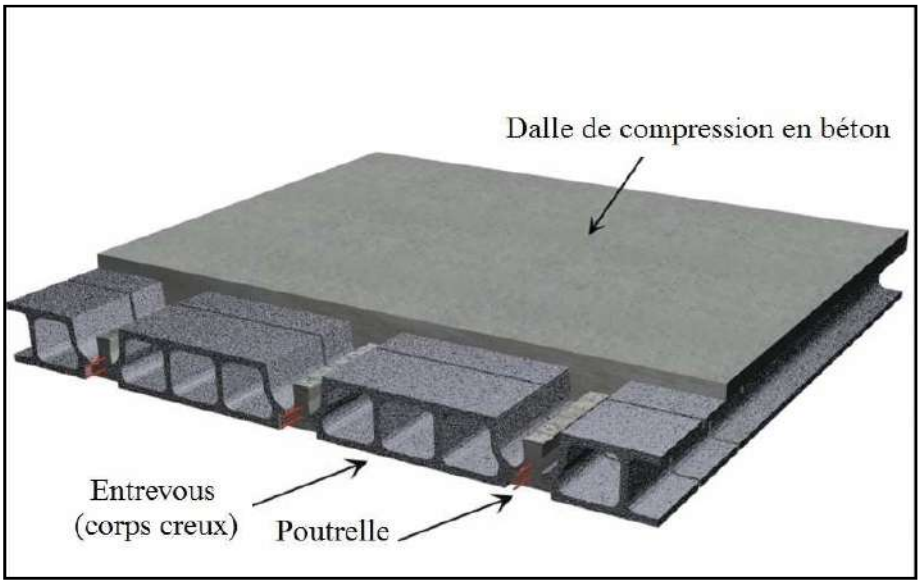


Figure I.01. *Plancher corps creux*

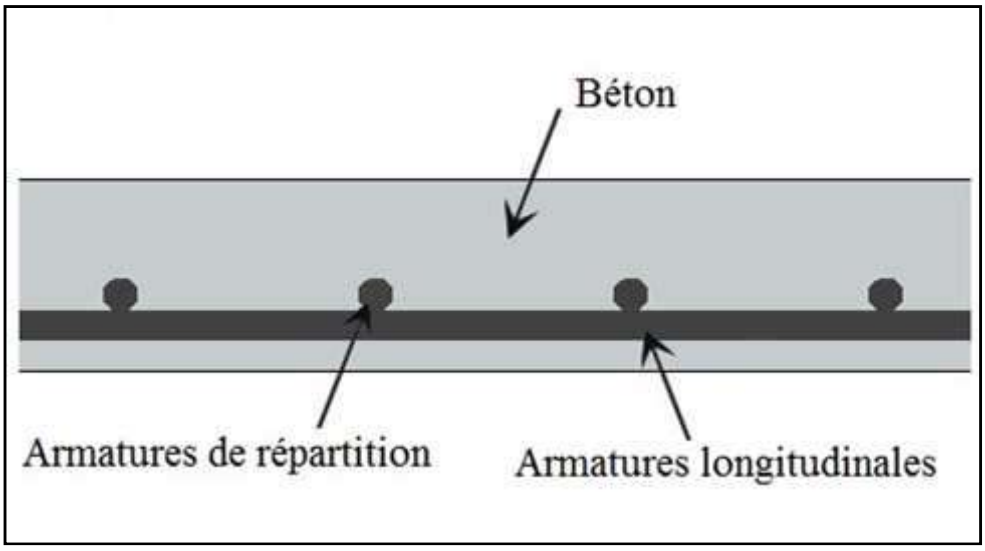


Figure I.02. *Plancher dalle pleine*

I.3.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour tout l'étage et les escaliers;
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau;
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs;
- Mortier de ciment pour les façades extérieures.

I.3.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.6. Les escaliers :

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

I.3.7. L'infrastructure :

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

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

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

I.4.1. Le béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m3 ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à fc28=25 MPa. Donc une résistance à la traction égale à ft28=2.1 MPa.

I.4.1.1. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée fc28.

a) Résistance caractéristique à la compression: ►►CBA93 Art [A.2.1.1.1.] ◄◄

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93.

$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} \leq 40$MPa

$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$pour ; $f_{c28} > 40MPa$

b) Résistance caractéristique à la traction : ►►CBA93 Art [A.2.1.1.2]◄◄

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} (f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

I.4.1.2.Module d'élasticité :

a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) ;$E_{i28} = 32164.195$ MPa.►►CBA93 Art [A.2.1.2.1]◄◄

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) ;$E_{v28} = 10721.40$ MPa.►►CBA93 Art [A.2.1.2.2]◄◄

b) Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

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

I.4.1.3.Coefficient de POISSON (υ) : ►►CBA93 Art [A.2.1.3]◄◄

$$\upsilon = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} = \frac{\text{Allongement relatif transversal}}{\text{Racourcissement relatif longitudinal}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Allongement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"), le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\upsilon = 0.2$ pour le calcul des déformations (ELS)

$\upsilon = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU)

I.4.1.4.Contraintes limites :

a) Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \text{Min}\left[0.2\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;5\text{ MPa}\right] \qquad \text{Pour : } f_{c28} = 25\text{ MPa} : \tau_u = 3.33\text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \text{Min}\left[0.15\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;4\text{ MPa}\right] \qquad \text{Pour : } f_{c28} = 25\text{ MPa} : \tau_u = 2.5\text{ MPa}$$

b) contrainte-déformation: ►►CBA93 Art [A.4.3.4.1]◄◄

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

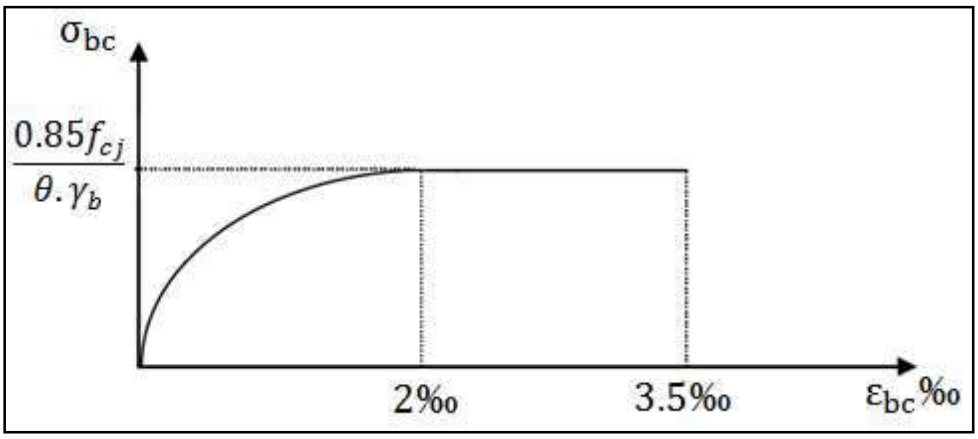


Figure I.03. *Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU*

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc}est donnée par la formule :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Pour une situation durable ;

$\gamma_b = 1.15$ Pour une situation accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.4.2. Les aciers :

I.4.2.1.Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.01 *Les types d'aciers utilisés et leurs nuances*

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	f_e (MPa)
Barre rond lisse	Armatures transversales	Fe E215	Ø6 et Ø8	215
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	Fe E400	Ø ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	TL E520	Ø6	520

I.4.2.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier : ►►CBA93 Art [A.2.2.1]◄◄

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : [Es=2.105 MPa].

I.4.2.3.Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

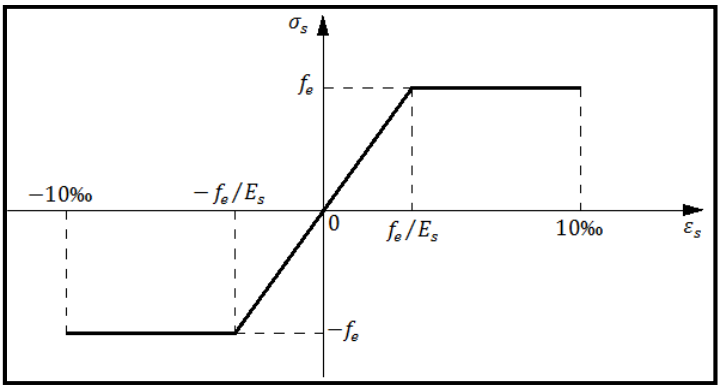


Figure I.04. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier

f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{(situation durable)} \\ \gamma_s = 1 & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

b) Etat limite de service (ELS) :

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ (MPa)

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\begin{cases} \eta = 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérence} \\ \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \end{cases}$$

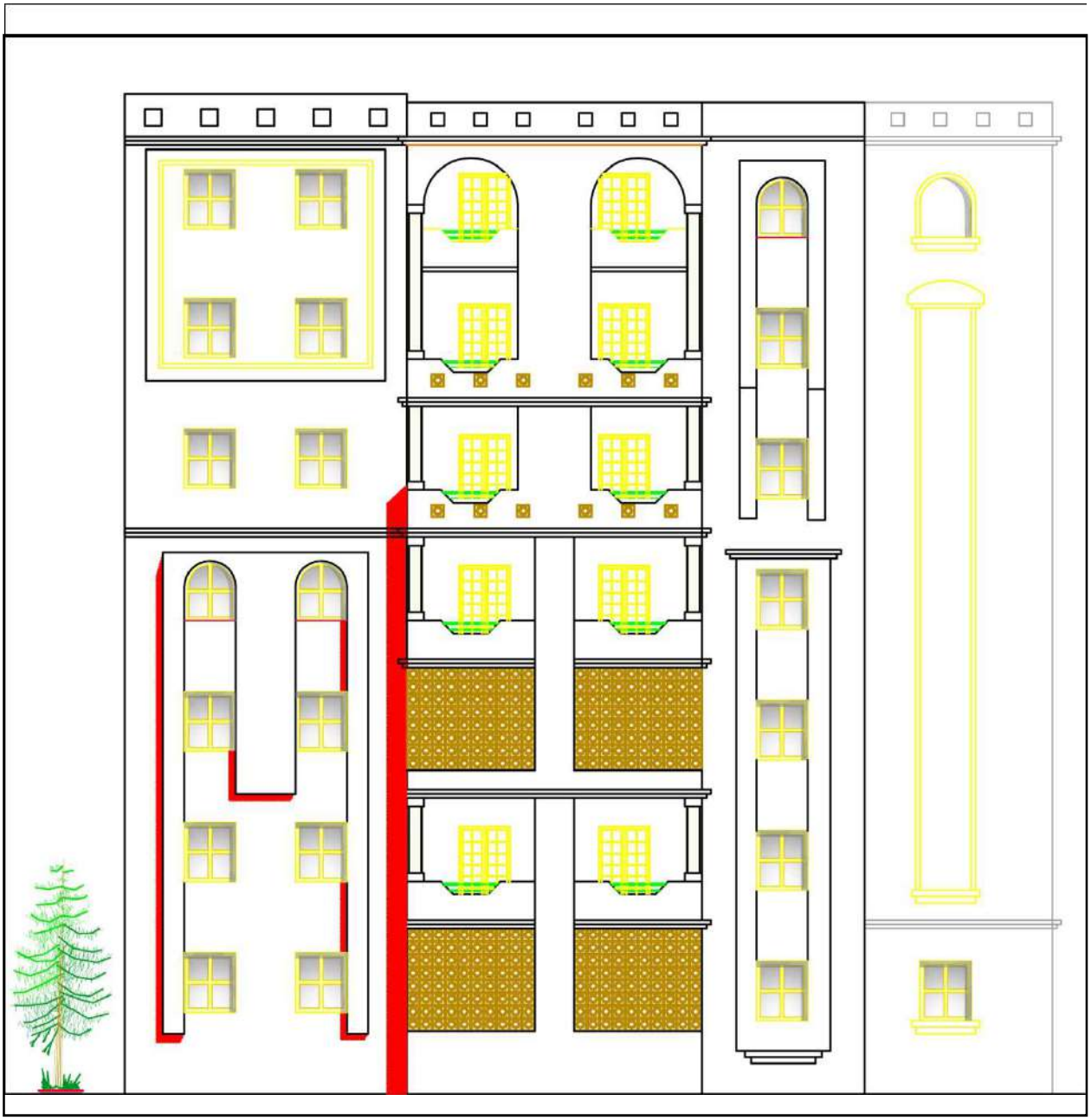


Figure I.05. *Façade principale*

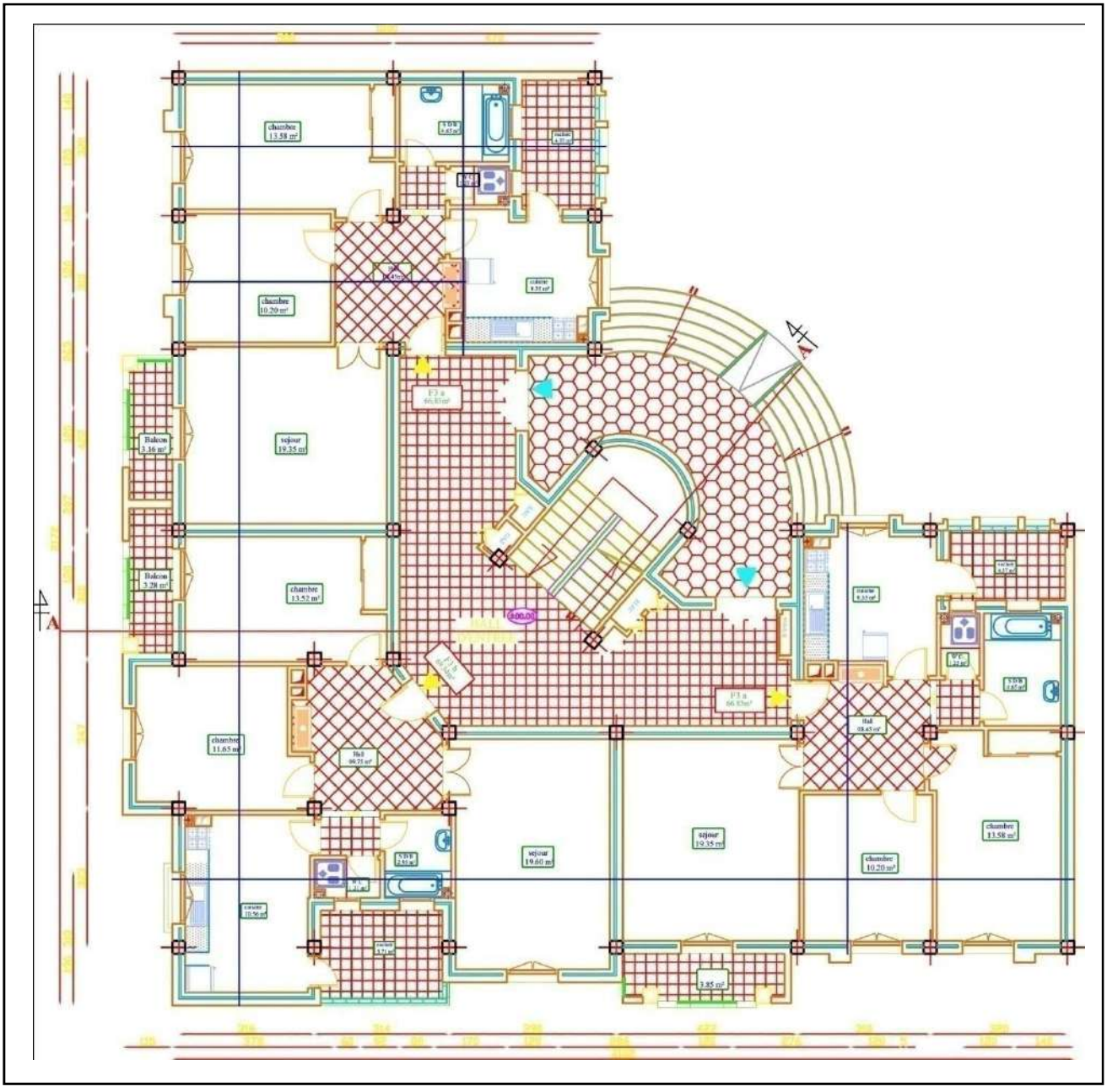


Figure I.06. *Vue en plan du RDC*

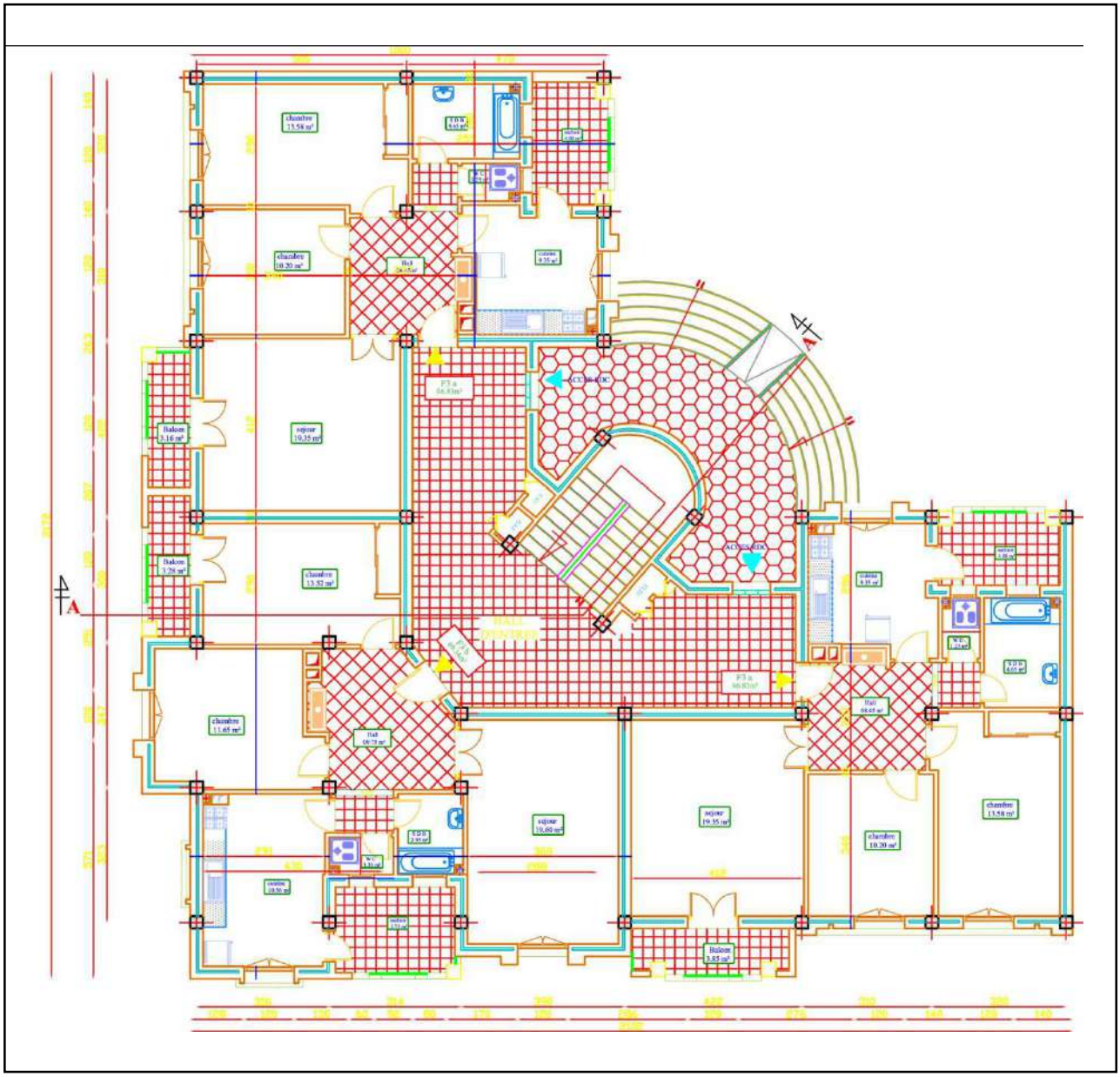


Figure I.07. *Vue en plan des étages*

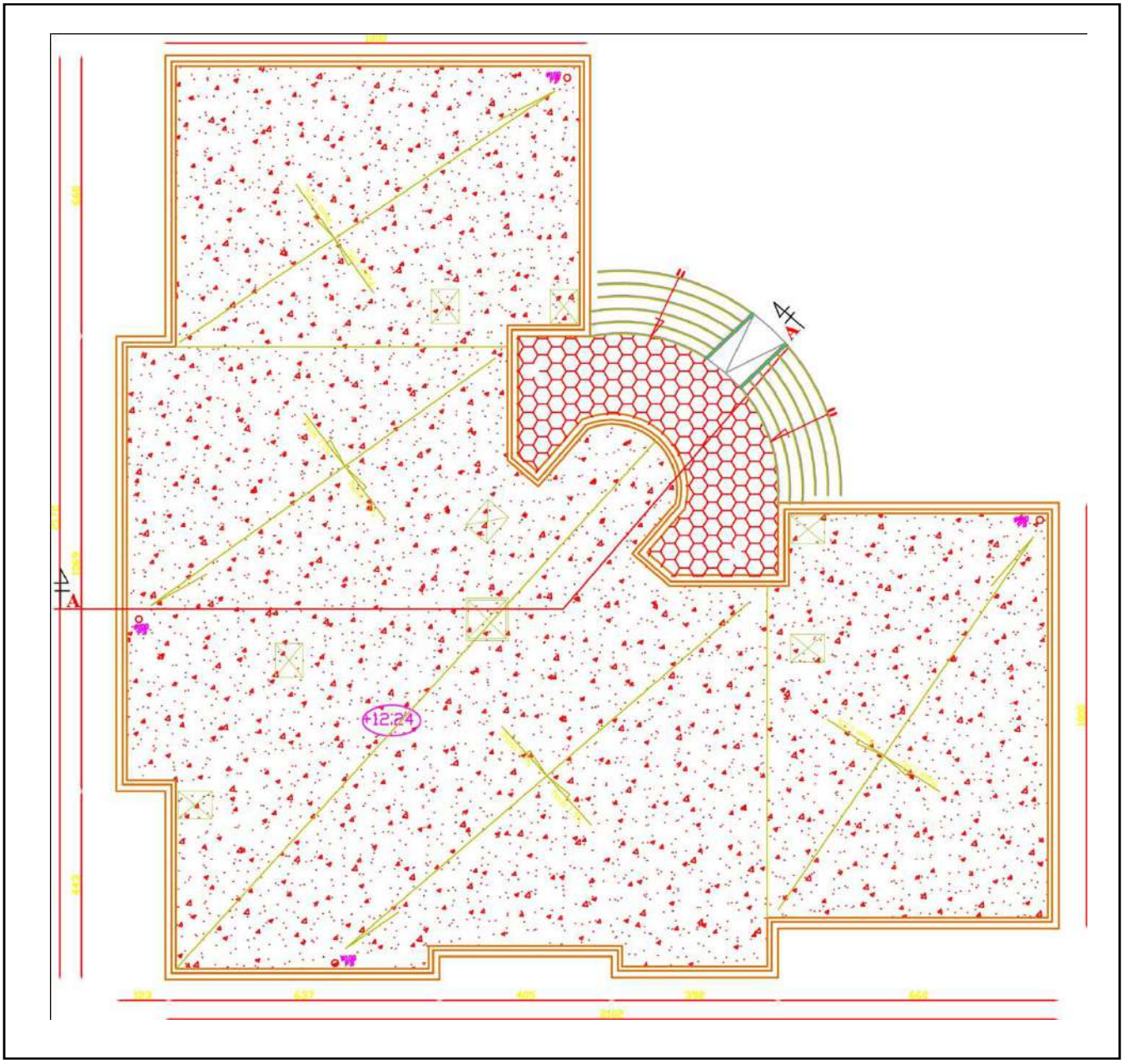


Figure I.08. *Vue en plandu terrasse*

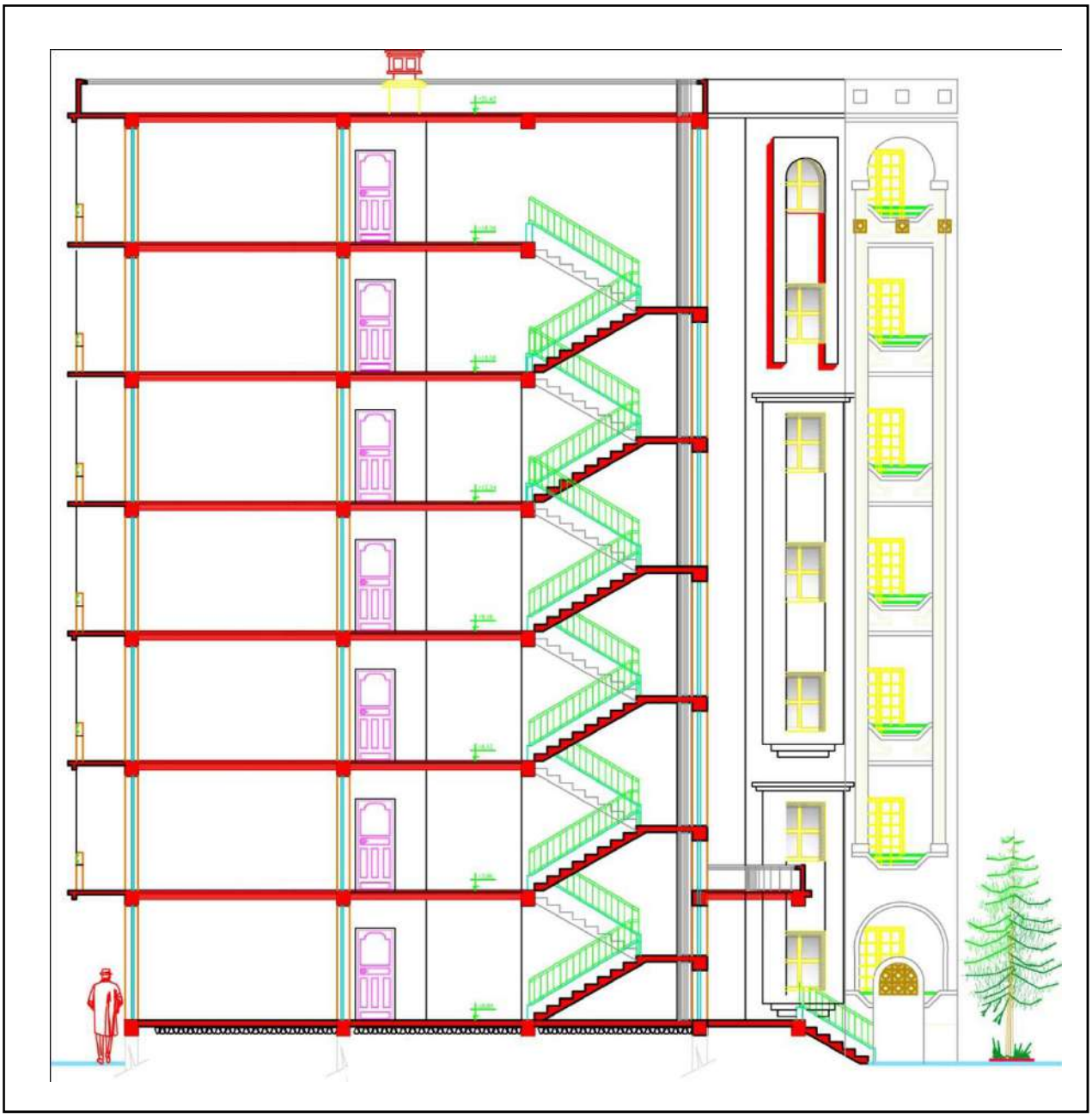


Figure I.09. *Coupe A-A*

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer des dimensions prévisionnelles des éléments de l'ossature tels que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher est calculé à l'aide des deux formules suivantes imposées par les règles CBA93.

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

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

h_t : l'épaisseur du plancher

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée entraxe).

Pour notre bloc, $L = 420cm$

$$\frac{420}{25} \leq h_t \leq \frac{420}{20} \quad \Rightarrow \quad 16.80\ cm \leq h_t \leq 21.00\ cm$$

$$h_t \geq \frac{420}{22.5} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq 18.66\ cm$$

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

$h_t = d + ed$: l'épaisseur du corps creux

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

$$\Rightarrow h_t = (16 + 4)\ cm$$

d : l'épaisseur du corps creux

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

$$\Rightarrow h_t = (16 + 4)\ cm$$

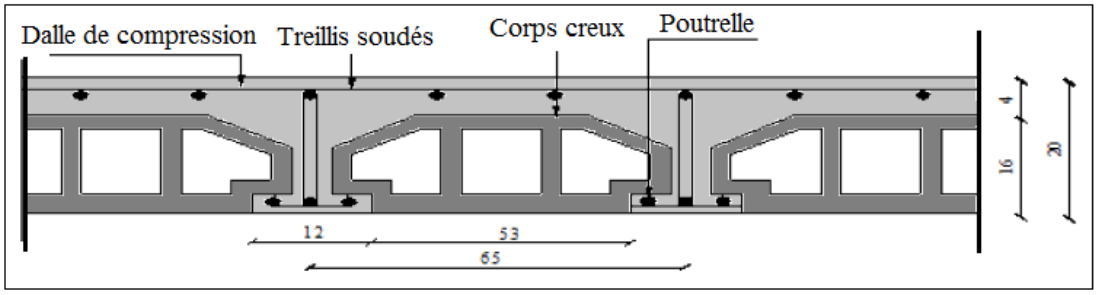


Figure II.01. *Coupe du plancher à corps creux*

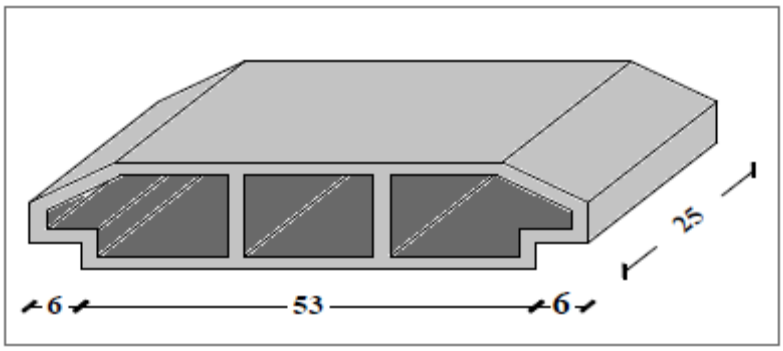


Figure II.02. *Dimensions du corps creux*

II.2.2. Planchers dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

- Critère de résistance :

a) Dalle reposant sur 2 appuis :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

b) Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \;\; ; L = 4.20m \Rightarrow \; 9.33\ cm \leq e \leq 10.50\ cm$$

Avec :

ep : épaisseur de la dalle ;

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

- Sécurité contre l'incendie :

$ep = 7\ cm$: peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$ep = 11\ cm$: peut assurer un coupe-feu de deux heures.

- Condition d'isolation acoustique :

$$ep = 15\ cm$$

Conclusion :

En tenant compte de toutes ses conditions, nous aboutissons aux choix pour les deux types d'une dalle d'épaisseur : $ep = 15\ cm$

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles CBA93.

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

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entre nue.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement **RPA99 Version 2003►► Art [7.5.1]◄◄ :**

- $b \geq 20cm$
- $h \geq 30cm$
- $h/b \leq 4$

Tableau II.01 *Pré dimensionnement des poutres*

	Poutres Principales	Poutres Secondaires
Conditions de résistance	L = 500 cm ⇒ 33.33cm ≤ h ≤ 50.00cm On adopte : h = 40cm ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm On adopte : b = 30cm	L = 420 cm ⇒ 28.00cm ≤ h ≤ 42.00cm On adopte : h = 35cm ⇒ 10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm On adopte : b = 30cm
Vérification selon le RPA	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4 Conditions vérifiées	b = 30cm ≥ 20cm h = 35cm ≥ 30cm h/b = 1.17 ≤ 4 Conditions vérifiées
Conclusion	b = 30cm ; h = 40cm	b = 30cm ; h = 35cm

Tableau II.02 *Pré dimensionnement du chainage*

	Chainage
Conditions de résistance	L = 300 cm ⇒ 20.00cm ≤ h ≤ 30.00cm On adopte : h = 30cm ⇒ 9.00cm ≤ b ≤ 21.00cm On adopte : b = 30cm
Vérification selon le RPA	b = 30cm ≥ 20cm h = 30cm ≥ 30cm h/b = 1 ≤ 4 Conditions vérifiées
Conclusion	b = 30cm ; h = 30cm

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

II.4.1. Charges permanentes :

II.4.1.1. Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.03 *Charge permanente des murs intérieurs*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**1.30**

b) Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.04 *Charge permanente du mur extérieur*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**2.36**

II.4.1.2. Plancher terrasse :

II.4.1.2.1. Plancherterrasse (corps creux) :

Tableau II.05 *Charge permanente du plancher terrasse (corps creux)*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	-	-	0.06
8	Plancher corps creux (16+4)	0.20	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.40**

II.4.1.2.2. Plancherterrasse(dalle pleine) :

Tableau II.06 *Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine)*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	-	-	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				**7.35**

II.4.1.3. Plancher courant :

II.4.1.3.1. Planchercourant(corps creux) :

Tableau II.07 *Charge permanente du plancher courant (corps creux)*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux(16+4)	0.20	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison simple	0.10	-	1.30
TOTAL				**5.64**

II.4.1.3.2. Planchercourant(dalle pleine) :

Tableau II.08 *Charge permanente du plancher courant (dalle pleine)*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison simple	0.10	-	1.30
TOTAL				**6.59**

II.4.2. Charges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : $Q = 1\ kN/m^2$

- Etage courant : $Q = 1.5\ kN/m^2$

- Balcon : $Q = 3.5\ kN/m^2$

-Escalier : $Q = 2.5\ kN/m^2$

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre verticalement les charges aux fondations.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des charges exploitation à l'état limite ultime $N_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$, et selon le CBA93►►[Art B.8.11]◄◄, cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Donc, dans notre cas, cette charge devienne$N_u^{\ *} = 1.1\ N_u$:.

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de l'effort normal $\overline{N}$ que le poteau peut le supporter ;
- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) en zone III :

$$\begin{cases} Min\ (b_1, h_1) \geq 30\ cm \\ Min\ (b_1, h_1) \geq \dfrac{h_e}{20} \\ 1/4 < b_1, h_1 < 4 \end{cases}$$

Et on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{C28}}{0.9\ \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) = \overline{N}$$

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad si \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \left(\dfrac{50}{\lambda} \right)^2 \quad si \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad l_f = 0.7\, l_0 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{b^2}}$$

λ: l'élancement mécanique;

l_f : longueur de flambement.

i: rayon de giration;

l_0 : longueur du poteau;

Dans notre projet, $l_0 = 3.06\ m$pour tous les étages.

I : moment d'inertie du poteau;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{b.h^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad \Rightarrow \quad I = \frac{b^4}{12} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}} \quad \Rightarrow \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$f_{C28} = 25\ MPa \quad ; \quad f_e = 400\ MPa \quad ; \ Situation\ durable : (\gamma_b = 1.5 \ ; \ \gamma_s = 1.15)$$

II.5.1.1. Calcul de l'effort normal $\bar{N}$:

Tableau II.09 *Effort normal $\bar{N}$ pour chaque section de poteau*

Niveau	$B(mm^2)$	$B_r(mm^2)$	$l_f(m)$	$i(m)$	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\bar{N}\ (kN)$
6ème	400*400	144400	2.142	0.115	18.63	0.804	160	2194.700
5ème	400*400	144400	2.142	0.115	18.63	0.804	160	2194.700
4ème	450*450	184900	2.142	0.130	16.48	0.813	202.5	2841.036
3ème	450*450	184900	2.142	0.130	16.48	0.813	202.5	2841.036
2ème	450*450	184900	2.142	0.130	16.48	0.813	202.5	2841.036
1er	500*500	230400	2.142	0.144	14.88	0.820	250	3569.997
RDC	500*500	230400	2.142	0.144	14.88	0.820	250	3569.997

II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité situé au milieu du bloc, c'est un poteau intermédiaire.

Calcul de la surface reprise par le poteau :

$S_{totale} = 4.55 \times 3.35 \Rightarrow S_{totale} = 15.25\ m^2$

$S_{plancher} = (1.25 + 1.80) \times (2.05 + 2.20) \Rightarrow S_{plancher} = 12.97\ m^2$

S_{totale} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

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

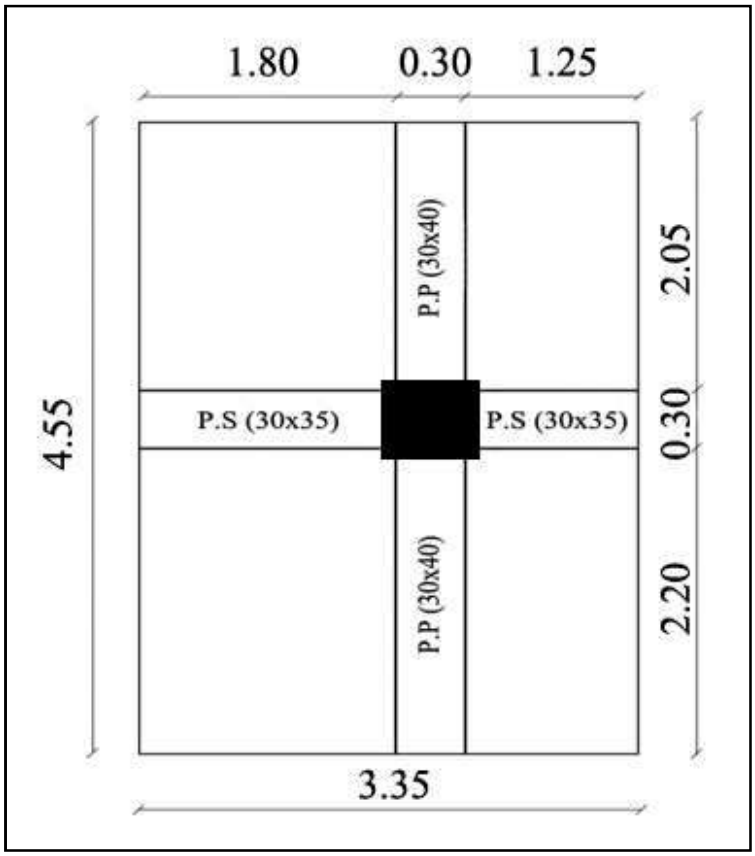


Figure II.03. *Surface reprise par le poteau le plus sollicité*

II.5.1.3. Charges permanentes :

Tableau II.10 *Charges permanentes cumulées des surfaces reprises*

Niveau	$G_{Plancher}$ (kN)	$G_{P.P}$ (kN)	$G_{P.S}$ (kN)	G_{Poteau} (kN)	G_{Niveau} (kN)	$G_{Cumulé}$ (kN)
6ème	97.60	12.75	8.01	12.24	130.6	130.6
5ème	86.01	12.75	8.01	12.24	119.01	249.61
4ème	86.01	12.75	8.01	15.49	122.26	371.87
3ème	86.01	12.75	8.01	15.49	122.26	494.13
2ème	86.01	12.75	8.01	15.49	122.26	616.39
1er	86.01	12.75	8.01	19.13	125.9	742.29
RDC	86.01	12.75	8.01	19.13	125.9	868.19

II.5.1.4. Charges d'exploitation :

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

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

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$)

Pour le 6ème étage : Q_0

Pour le 5ème étage : $Q_0 + Q_1$

Pour le 4ème étage : $Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$

Pour le 3ème étage : $Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour le 2éme étage : $Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Pour le 1ere étage : $Q_0 + 0.80\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Pour le RDC : $Q_0 + 0.75\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_{5+}Q_6)$

$$Q_0 = 1\ kN/m^2 \quad (terrasseinaccessible)$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = 1.5\ kN/m^2 \quad (étagecourant)$$

Tableau II.11 *Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises*

Niveau	6ème	5ème	*4*ème	*3*ème	*2*ème	*1ér*	*RDC*
$Q(kN)$	15.25	38.13	58.72	77.02	93.03	106.75	118.19

II.5.1.5. L'effort normal ultime N_u :

$$N_u = 1.35\ G + 1.5\ Q \quad , \quad N_u^* = 1.1\ N_u$$

Tableau II.12 *Vérification de l'effort normal des poteaux*

Niveau	$G\ (kN)$	$Q\ (kN)$	$N_u\ (kN)$	$1.1N_u\ (kN)$	$\overline{N}\ (kN)$	$1.1N_u \leq \overline{N}$
6ème	130.6	15.25	193.144	231.90	2194.700	C.V
5ème	249.61	38.13	377.07	414.78	2194.700	C.V
4ème	371.87	58.72	561.53	617.68	2841.036	C.V
3ème	494.13	77.02	742.65	816.92	2841.036	C.V
2ème	616.39	93.03	920.42	1012.46	2841.036	C.V
1er	742.29	106.75	1099.24	1209.16	3569.997	C.V
RDC	868.19	118.19	1274.72	1402.19	3569.997	C.V

Conclusion :

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes.

II.5.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003 :

a) Vérification des sections :

Tableau II.13 *Vérification des sections selon le RPA99 version2003►► [Art 7.4.1] ◄◄*

Conditions	Vérification	Remarque
Zone III $min\ (b_1, h_1) \geq 30cm$ $min\ (b_1, h_1) \geq h_e/20$ $1/4 < b_1/h_1 < 4$	<u>5ème, 6ème étage :</u> $\min(b_1, h_1) = 40\text{cm}$ $h_e/20 = 306 - 40/20 = 13.3\text{cm}$ $b_1/h_1 = 1$	C.V
	<u>2ème et 3èmeet 4éme étage :</u> $\min(b_1, h_1) = 45\text{cm}$ $h_e/20 = 306 - 40/20 = 13.3\text{cm}$ $b_1/h_1 = 1$	C.V
	<u>RDC et 1er étage :</u> $\min(b_1, h_1) = 50\text{cm}$ $h_e/20 = (306 - 40)/20 = 13.3\text{cm}$ $b_1/h_1 = 1$	C.V

b) Vérification aux zones nodales :

Tableau II.14 *Vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003*

Conditions	Vérification	Remarque
Zone III $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$ $d \leq max\ (b_1/2, h_1/2)$	<u>5ème et 6ème étage :</u> $b_{max} = 30\ cm\ ; 1.5h_1 + b_1 = 100\ cm$ $d = 5\ cm\ ; \max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) = 20\ cm$	C.V
	<u>2ème , 3èmeet 4éme étage :</u> $b_{max} = 30\ cm\ ; 1.5h_1 + b_1 = 112.5\ cm$ $d = 2.5\ cm\ ; \max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) = 22.5\ cm$	C.V
	<u>RDC et 1er étage :</u> $b_{max} = 30\ cm\ ; 1.5h_1 + b_1 = 125\ cm$ $d = 5\ cm\ ; \max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) = 25\ cm$	C.V

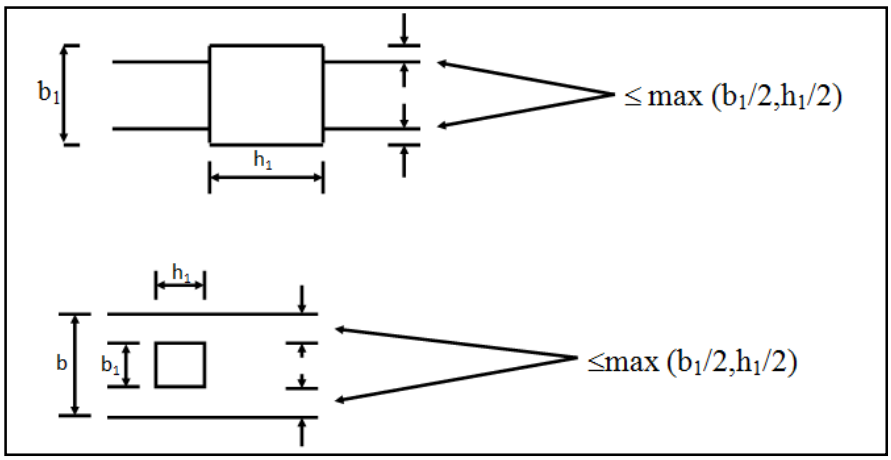


Figure II.04. *Conditions aux zones nodales*

II.6. 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 qu'une partie des charges horizontales.

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

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

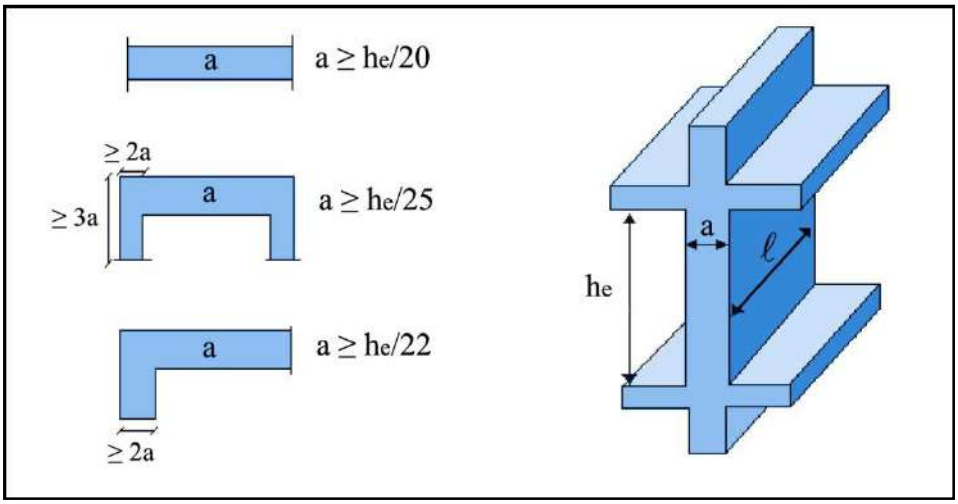


Figure II.05. *Vue en plan et vue en 3D du voile*

$$a \geq Max\left(15cm\ ;\ \frac{h_e}{25}\ ;\ \frac{h_e}{22}\right) \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left(15cm\ ;\ \frac{h_e}{22}\right)$$

Pour tous les étages, on a $h_e = 306 - 30 = 266\ cm$

$$\frac{h_e}{22} = \frac{266}{22} = 12.09\ cm$$

Conclusion :

On adopte pour les voiles une épaisseur de 15 cm.

CHAPITRE III

CALCUL

DES

ELEMENTS

SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étudeest indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément en béton armé placé au périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle principale de protéger l'étanchéité et de former un écran de protection contre la chute des personnes, et de former un support permettant l'accrochage des échafaudages, la sécurité et la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

III.2.1.Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 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.

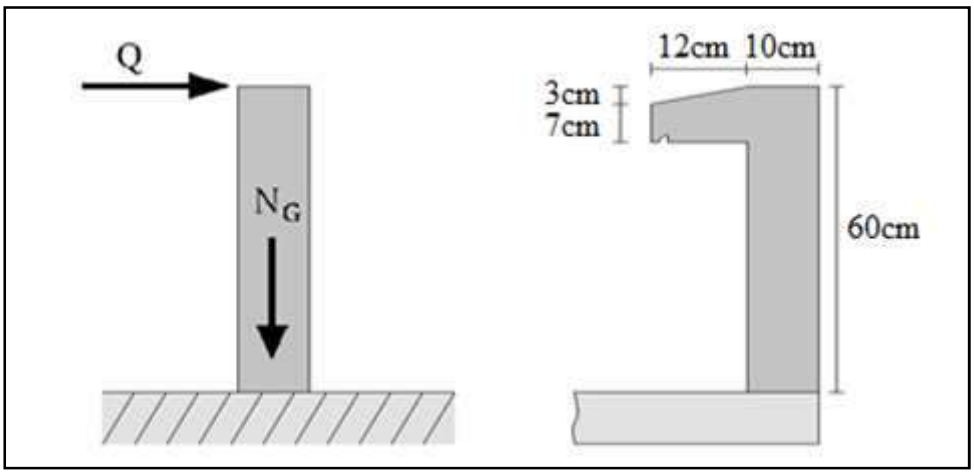


Figure III.01. *Acrotère (dimensions et charges exercées)*

III.2.2.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.01 *Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère*

Charges permanentes
$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.12) + (0.03 \times 0.12/2)] \times 25 = 1.76\ kN/ml$
Charges d'exploitation
$Q = 1\ kN/ml$

III.2.3.Détermination des efforts :

Tableau III.02 *Les efforts exercés sur l'acrotère*

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35\ G = 2.38\ kN$	$N_{ser} = G =$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$	$M_{ser} = Q.h = 0.6\ kN.m$
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$	/

III.2.4.Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III.03 *Les données sur l'acrotère*

f_{c28}	$25\ MPa$	C_1	$2.5\ cm$	N_u	$2.38\ kN$
f_e	$400\ MPa$	C_2	$2.5\ cm$	M_u	$0.90\ kN.m$
b	$100\ cm$	l_0	$0.60\ m$	N_{ser}	$1.76\ kN$
h	$10\ cm$	l_f	$1.20\ m$	M_{ser}	$0.60\ kN.m$

III.2.4.1. L'état limite ultime (ELU) :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.38} = 0.3782\ m \quad \Rightarrow \quad e_0 = 37.82\ cm$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{2} - C = 2.5\ cm$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - C$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

b) Calcul du moment de flexion :

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

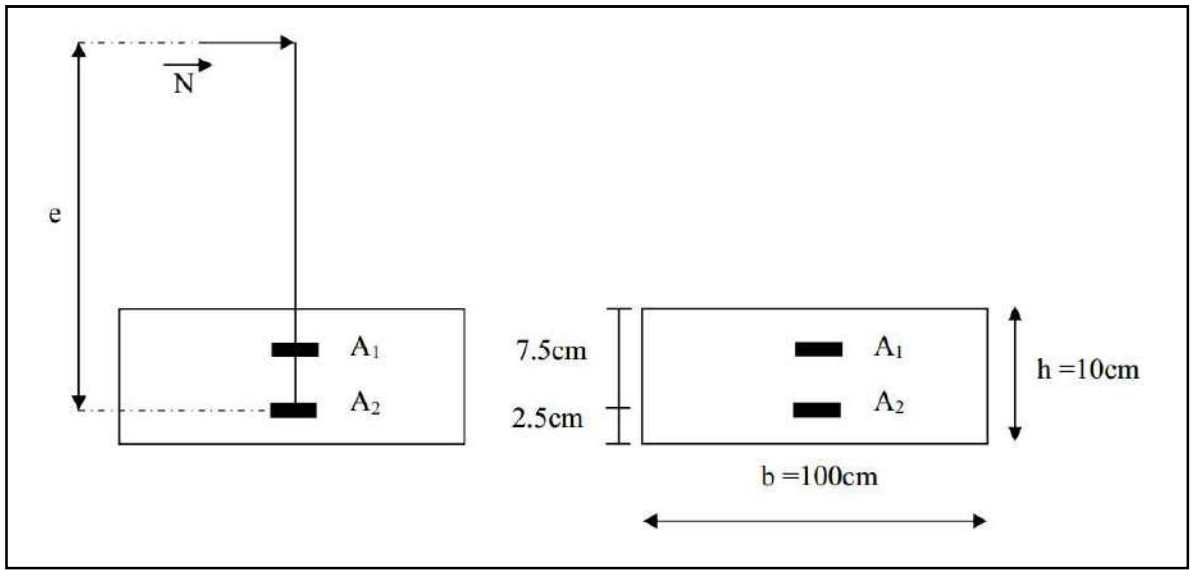


Figure III.02. *Section de béton armé dans l'acrotère*

$$e = e_0 + \left(\frac{h}{2} - C_2\right) = 37.82 + \left(\frac{10}{2} - 2.5\right) \quad \Rightarrow \quad e = 40.32\ cm$$

$$M_1 = N_u * e = 2.38 * 0.4032 \quad \Rightarrow \quad M_1 = 0.96\ kN.m$$

c) Calcul des armatures verticales :

le calcul se fait en flexion simple

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc}.b.d^2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 14.17MPa$$

$$\mu = \frac{0.96 \times 10^6}{14.17 \times 100 \times 75^2} \quad \Rightarrow \quad \mu = 0.012$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A' = A_1{}' = 0 \ ; \ \beta = 0.994$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\bar{\sigma_s}.\beta.d}$$

$$\bar{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma_s} = 348\ MPa$$

$$A_1 = \frac{0.96 \times 10^6}{348 \times 0.994 \times 1000} \quad \Rightarrow \quad A_1 = 37.00\ mm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

N : effort normal de compression.

$$A = 37.00 - \frac{2.38 \times 10^3}{100 \times 348} \quad \Rightarrow \quad A = 36.93\ mm^2 \quad \Rightarrow \quad A = 0.37\ cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2$$

$$A_{min} = 1\ cm^2 > A = 0.37\ cm^2$$

On adopte :

$$\boldsymbol{A = 4HA8 = 2.01cm^2}$$

Espacement :

$$S_t = 100/4 = 25\ cm \ \leq S_{min} = min[3h; 33\ cm] = 30\ cm \quad \Rightarrow \quad CV$$

On adopte : $S_t = 25\ cm$

d) Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\ cm^2$$

On adopte :

$$\boldsymbol{A_{rép} = 4HA8 = 2.01cm^2}$$

Espacement :

$$S_{rép} = 60/4 = 15\ cm \ \leq S_{min} = min[4h; 45\ cm] = 40\ cm \quad (C.V)$$

On adopte : $S_{rép} = 15\ cm$

III.2.4.2. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.76} = 0.3409\ m \quad \Rightarrow \quad e_0 = 34.09\ cm$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{2} - C = 2.5$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - C$$

On doit vérifier cette inégalité :

$$\frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I'_G}{B_0 \cdot \vartheta_2}$$

Avec :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) \Rightarrow \quad B_0 = 1037.65\ cm^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1C_1 + A_2d)\right] \quad \Rightarrow \quad v_1 = 4.89\ cm$$

$$v_2 = h - v_1 = 10 - 4.89 \quad \Rightarrow \quad v_2 = 5.11\ cm$$

$$I'_G = \frac{b}{3}({v_1}^3 + {v_2}^3) + 15[A_1(v_1 - C_1)^2 + A_2(v_2 - C_2)^2]$$

$$\Rightarrow \quad I'_G = 8517.65\ cm^4$$

$$M'_G = N_{ser} \cdot CG' \quad \Rightarrow \quad \frac{M'_G}{N_{ser}} = CG'$$

$$CG' = CG + GG' = e_0 - \left(\frac{h}{2} - C\right) + \left(v_1 - \frac{h}{2}\right) \quad \Rightarrow \quad CG' = 31.54\ cm$$

$$\Rightarrow \quad \frac{M'_G}{N_{ser}} = 31.54\ cm > \frac{I'_G}{B_0 \cdot \vartheta_2} = 1.61\ cm \quad (C.V)$$

Alors, on a une section partiellement comprimée

Il faut vérifier ces conditions : (fissuration préjudiciable)

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 \quad ; \quad k = \frac{N_{ser}}{S_{XX'}} \quad ; \quad y_1 = y_2 + C \quad ; \quad \sigma_s = 15\ k(d - y_1)$$

On va calculer y_2 à l'aide de cette équation :

$$y_2{}^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

y_2 : la distance entre le centre de pression C et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - C') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - C')^2 - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C : la distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "C", et puisque "N" est un effort de compression, donc :

$$C = \frac{h}{2} - e = -35.32\ cm < 0$$

$$\begin{cases} p = -3665.05\ cm^2 \\ q = 84806.67 cm^3 \end{cases}$$

Donc, l'équation devient :

$$y_2{}^3 - 3665.05\ y_2 + 84806.67 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -101327906.7 < 0$$

$$cos(\varphi) = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.993 \quad \Rightarrow \quad \varphi = 173.22°$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 69.91\ cm$$

Les racines de l'équation sont :

$$\begin{cases} y_2 = a \cdot cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 37.32\ cm \\ y_2 = a \cdot cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -69.86\ cm \\ y_2 = a \cdot cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 32.54\ cm \end{cases}$$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < (y_1 = y_2 + C) < d$$

y_1 : distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc :

$$y_2 = 37.32\ cm \quad \Rightarrow \quad y_1 = 37.32 - 35.32 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 2.00\ cm$$

$$S_{XX'} = \frac{1}{2} b \cdot {y_1}^2 + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)] \quad \Rightarrow \quad S_{XX'} = 34.175\ cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{XX'}} = \frac{1760}{34175} \quad \Rightarrow K = 0.051\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.051 \times 20 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 1.02\ MPa$$

$$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.051 \times (75 - 20) \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 42.08\ MPa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6\ f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 15\ MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.67\ ;\ 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} = 201.63\right] \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_s = 201.63\ MPa$$

$$\sigma_b = 1.02\ MPa\ < \bar{\sigma}_b = 15\ MPa \qquad (C.V)$$

$$\sigma_s = 42.08\ MPa\ < \bar{\sigma}_s = 201.63\ MPa \qquad (C.V)$$

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

III.2.5.Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 \times 0.075} \quad \Rightarrow \quad F = -11.83\ kN$$

F < 0, alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, il n'y a aucune vérification à faire.

III.2.6.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.02\ MPa$$

$$\bar{\tau} = min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right] = 2.5\ MPa \quad (fissuration\ préjudiciable)$$

$$\tau_u = 0.02\ MPa\ < \bar{\tau} = 2.5\ MPa \quad (C.V)$$

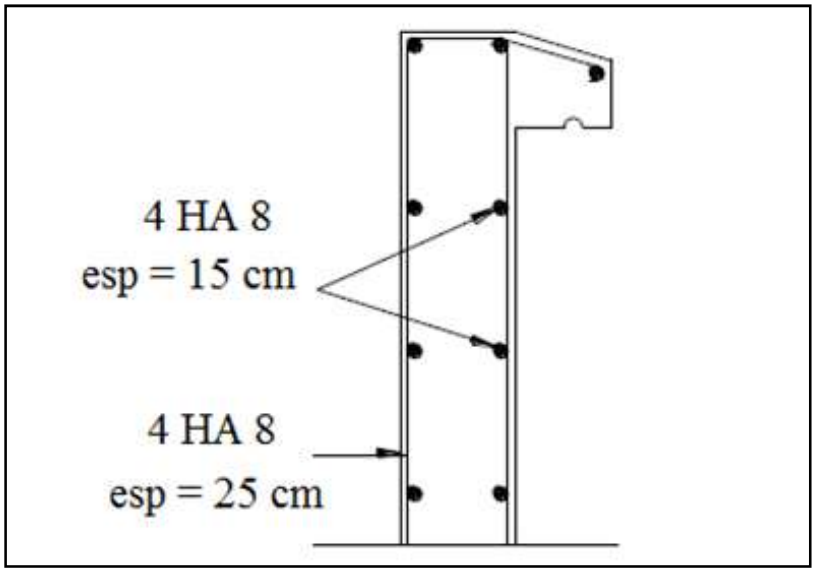


Figure III.03. *Ferraillage de l'acrotère*

III.3. PLANCHER A CORPS CREUX :

Généralement le plancher à corps creux est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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 :

la dalle de compression a un rôle de distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle; On prévoit un ferraillage en quadrillage. Cette dalle a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre les poutrelles. La section d'armatures à prévoir doit satisfaite aux conditions suivantes :►►CBA93 Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20$ cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33$ cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_\perp \geq \frac{200}{f_e} \quad si \quad L \leq 50\ cm$$

$$A_\perp \geq 0.02\ L\ \frac{200}{f_e} = \frac{4\ L}{f_e} \quad si \quad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

avec :

L : espacement entraxe entre les nervures.

f_e : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm.

$A_\perp$: section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Dans notre ouvrage, on a : $L = 65\ cm$, donc :

$$50\ cm \leq L \leq 80\ cm \ \Rightarrow\ A_{\perp} \geq 0.02\ L\frac{200}{f_e} = \frac{4\ L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} \ \Rightarrow\ A_{\perp} = 0.5\ cm^2/ml$$

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

$$A_{/\!/} = \frac{A_{\perp}}{2} \ \Rightarrow\ A_{/\!/} = 0.25\ cm^2/ml$$

On choisira :

$$A_{\perp} = 5\ Ø5 = 0.98\ cm^2 \quad ; \quad esp = 20\ cm$$

$$A_{/\!/} = 5\ Ø5 = 0.98\ cm^2 \quad ; \quad esp = 20\ cm$$

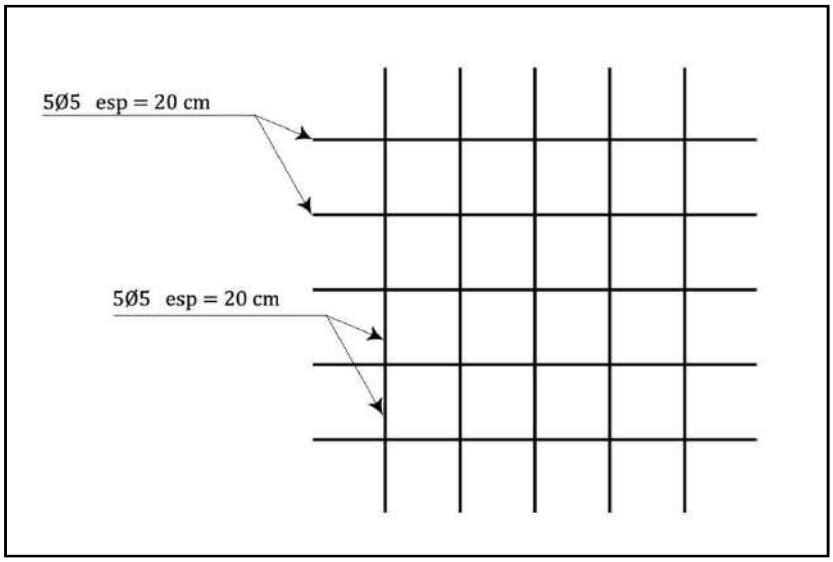


Figure III.04. *Disposition des armatures de la dalle de compression*

III.3.2.Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*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.

III.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 kNou (0.5 ∗ L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

$$Q = \max[1kN\ ; 0.5L = 2.10] = 2.10\ kN$$

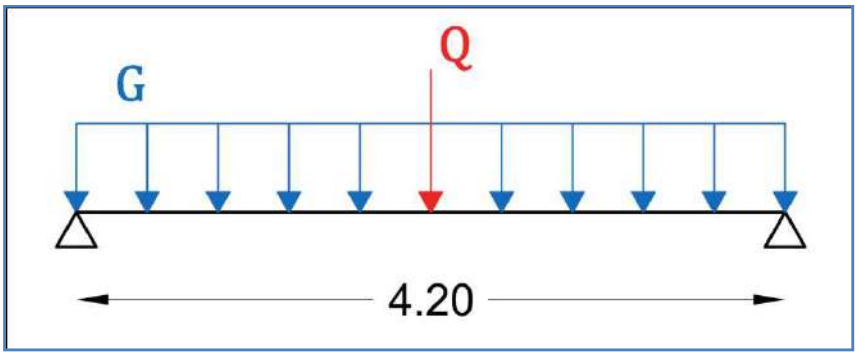


Figure III.5. *Schéma de la poutrelle avant coulage*

Vérification de la flèche :

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

On a :

$$L = 4.20\ m \Rightarrow \bar{f} = \frac{420}{500} = 0.84cm \quad , \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm^2 :

Tableau III.04 *Les charges de la poutrelle avant coulage*

$L(m)$	$Q(kN)$	$G(kN)$	
4.20	2.10	Poids du poutrelle	Poids du corps creux
		$0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$	$0.65 \times 1 = 0.65$
		0.77	

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.77 * 4200^4}{384 * 32164.2 * 6.4 * 10^5} + \frac{2100 * 4200^3}{48 * 32164.2 * 6.4 * 10^5}$$

$f_{max} = 30.90$ cm

$f_{max} = 30.90$ cm $> \bar{f} = 0.84$ cm

$f_{max} \leq \bar{f}$ (C. N. V)

Remarque :

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression.

Calcul des étaiements :

Les étaiements sont des appuis, ils aident la poutrelle à supporter les charges avant le coulage. On peut déterminer le nombre d'étaiements à partir de calcul du moment, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f_{max}" pour la comparer avec "$\bar{f}$", si cette dernière est supérieur du première donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'une flèche maximale inférieur au flèche admissible .

a) Pour un seul étai au milieu :

$$Q = \max[1\text{kN} ; 0.5L = 1.05] = 1.05 \text{ kN}$$

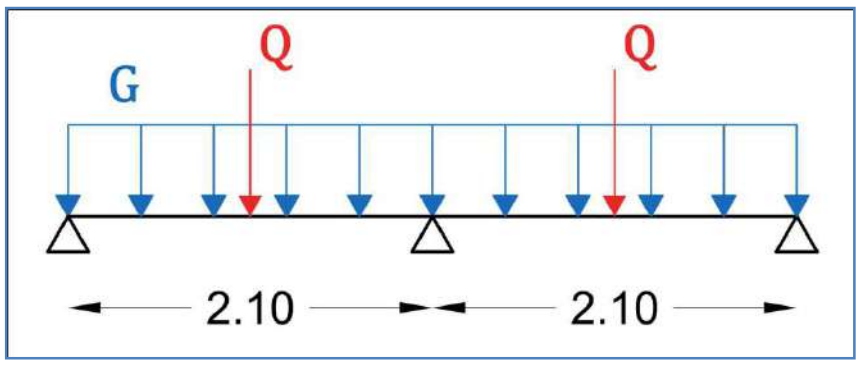


Figure III.05. *Poutrelle avec un seul étai au milieu*

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de $12 \times 4\ cm^2$:

Tableau III.05 *Les charges de la poutrelle avec un seul étai avant coulage*

$L(m)$	$Q(kN)$	$G(kN/ml)$
2.10	1.05	0.77

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.77 * 2100^4}{384 * 32164.2 * 6.4 * 10^5} + \frac{1050 * 2100^3}{48 * 32164.2 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 1.93 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1.93 \text{ cm} > \bar{f} = 0.84\text{cm}$$

$$f_{max} \leq \bar{f} \qquad (\text{C. N. V})$$

Conclusion :

Un étai n'est pas suffisant, on ajoute un autre étai et on vérifie.

b) Pour deux étais :

$$Q = \max[1\text{kN} ; 0.5L = 0.70] = 1 \text{ kN}$$

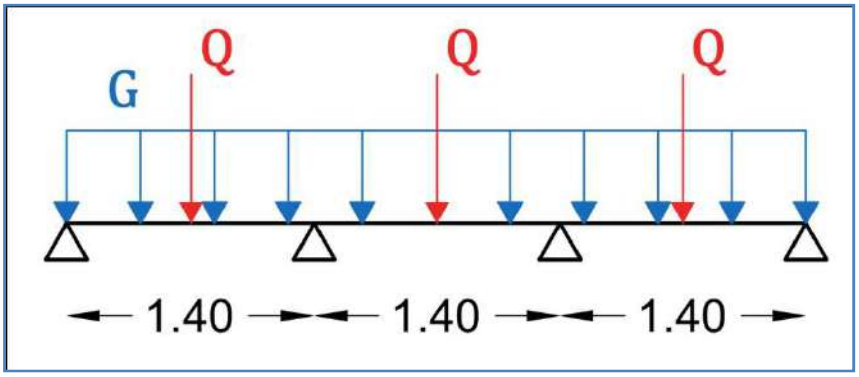


Figure III.06. Poutrelle avec deux étais

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm^2 :

Tableau III.06 *Les charges de la poutrelle avec deuxétais avant coulage*

$L(m)$	$Q(kN)$	$G(kN/ml)$
1.40	1.0	0.77

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.77 * 1400^4}{384 * 32164.2 * 6.4 * 10^5} + \frac{1000 * 1400^3}{48 * 32164.2 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 0.46 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.46 \text{ cm} < \bar{f} = 0.82 \text{ cm}$$

$$f_{max} \leq \bar{f} \qquad (C.V)$$

Conclusion :

Il faut prévoir deux étais le long de la travée espacés de 1.40 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.2.2. Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. On a cinq types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 1 travées.
- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

Le calcul des poutrelles se fait au type le plus défavorable, donc on obtient deux types :

- Poutrelle à 1 travées.
- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.

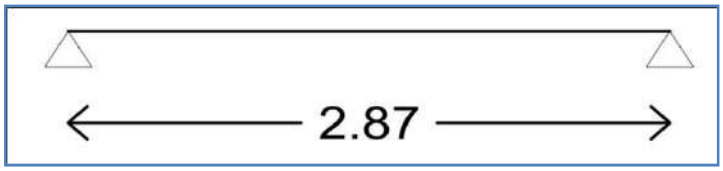


Figure III.07. *Poutrelle à une seule travée*

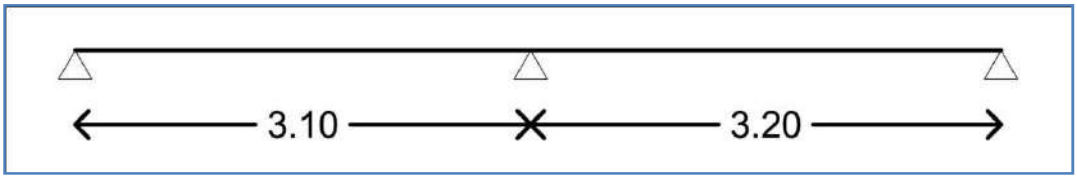


Figure III.08. *Poutrelle à deux travées*

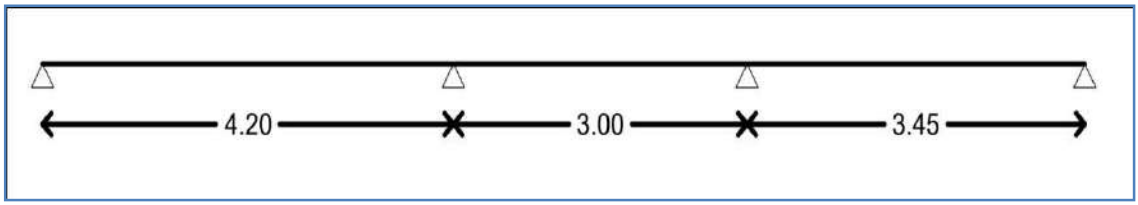


Figure III.09. *Poutrelle à trois travées*

<u>Conditions d'application de la méthode forfaitaire :</u>

a) Conditions concernant la charge d'exploitation :

Charges uniformément réparties :

$$Q \leq min[2G\ et\ 5\ kN/m^2]$$

Charges concentrées :

$$P \leq min[Q/4\ \ et\ 2\ kN]$$

P : charge permanente concentrée (en kN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en kN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

b) Conditions concernant les caractéristiques géométriques :

Le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

$$I_1 = I_2 = I_3 = \cdots = I_n$$

Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

c) Condition concernant le type de fissuration :

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

<u>Vérification des conditions :</u>

a) Poutrelle à 1 travées :

On peut pas appliquer la méthode forfaitaire par ce que la deuxième condition n'est pas applicable pour une poutrelle à une seule travée.

Donc on va calculée les sollicitations avec les méthodes de RDM simple.

b) Poutrelle à 2 travées :

$$Q \leq min\,[2G\ et\ 5\,kN/m^2](C.V)$$

$$I_1 = I_2 = I_3 = \cdots = I_n \quad (C.V)$$

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad 0.8 \leq \frac{3.10}{3.2} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad 0.8 \leq 0.97 \leq 1.25 \ (C.V)$$

La fissuration doit être peu nuisible. (C. V)

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées. Donc, le calcul des sollicitations se fait par la méthode forfaitaire.

b) Poutrelle à 3 travées :

$$Q \leq min\,[2G\ et\ 5\,kN/m^2](C.V)$$

$$I_1 = I_2 = I_3 = \cdots = I_n \quad (C.V)$$

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad 0.8 \leq \frac{3.00}{4.20} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad 0.8 \leq 0.71 \leq 1.25 \ (C.N.V)$$

La fissuration doit être peu nuisible. (C. V)

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées. Donc, le calcul des sollicitations se fait par la méthode de CAQUOT.

Exposé de la méthode forfaitaire :

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée $M_t$et les deux moments négatifs aux appuis :

M_t : moment en travée.

M_w : moment à l'appui de gauche.

M_e: moment à l'appui de droite.

M_0: moment isostatique.

$$On\ désigne\ par : \qquad \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\boldsymbol{a}/ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq Max\ [1.05\ M_0\ et (1+0.3\alpha) M_0]$$

$$\boldsymbol{b}/\ M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \qquad pour\ les\ travées\ de\ rive$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \qquad pour\ les\ travées\ de\ intermédiaire$$

$\boldsymbol{c}/$ *les moments d'encastrements des appuis* :

$M_a \geq 0.6\ M_0$Cas des poutres à 2 travées.

$M_a \geq 0.5\ M_0$Pour les appuis voisins des appuis de rive.

$M_a \geq 0.4\ M_0$Pour les appuis intermédiaires.

$M_a \geq 0.2\ M_0$ Pour les appuis de rive.

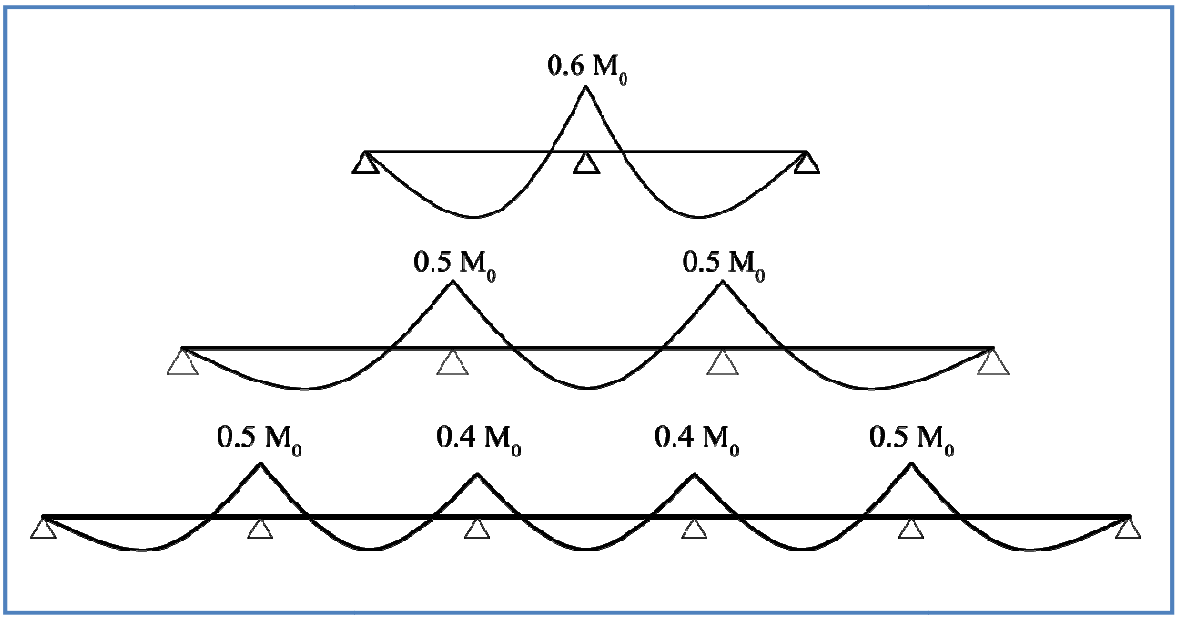


Figure III.10. *Moment en travée et en appui pour la méthode forfaitaire.*

Avec :

M_t: Moment en travée.

M_w : Moment à l'appui de gauche.

M_e: Moment à l'appui de droite.

M_0: Moment isostatique.

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

T_w : Effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : Effort tranchant à droite de la travée.

Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.07 *Combinaison des charges des poutrelles*

Poutrelle	$G(kN/ml)$	$Q(kN/ml)$	$q_u(kN/ml)$	$q_{ser}(kN/ml)$
Plancher terrasse	4.16	0.65	6.59	4.81
Plancher courant	3.67	0.98	6.42	4.65

Remarque :

Les charges sont presque égaux pour les deux types de plancher. Donc, on fait le calcul des poutrelles du plancher terrasse, et on adopte les mêmes résultats pour tous les niveaux.

a) poutrelle à une seul travée :

Tableau III.08 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seultravéeà l'E.L.U*

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
A-B	6.79	1.36	1.36	5.43	9.46	-9.46

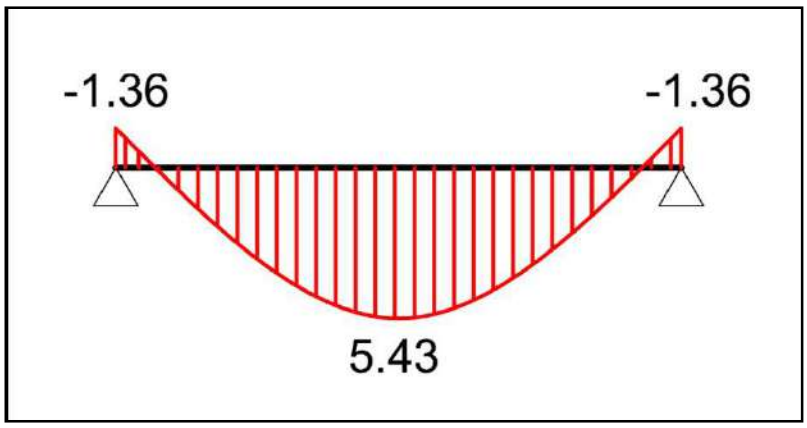


Figure III.11. *Diagramme des moments de la poutrelle à une seul travée à l'E.L.U*

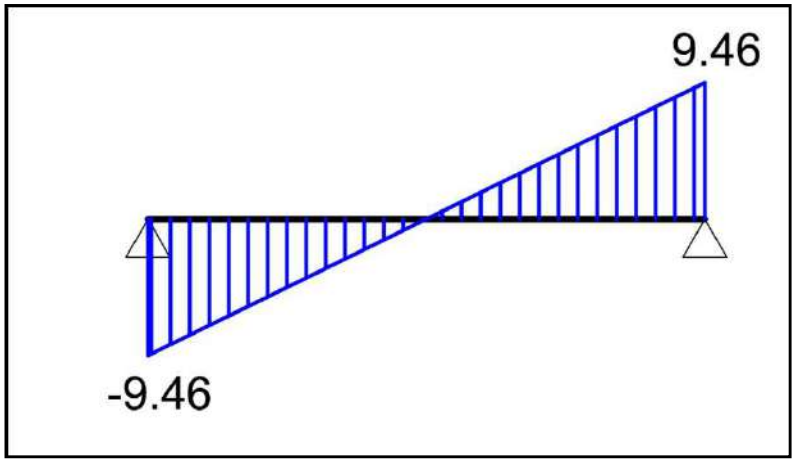


Figure III.12. *Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à une seul travées à l'E.L.U*

Tableau III.09 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seul travéeà l'E.L.S*

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$
A-B	4.95	1.00	1.00	3.96

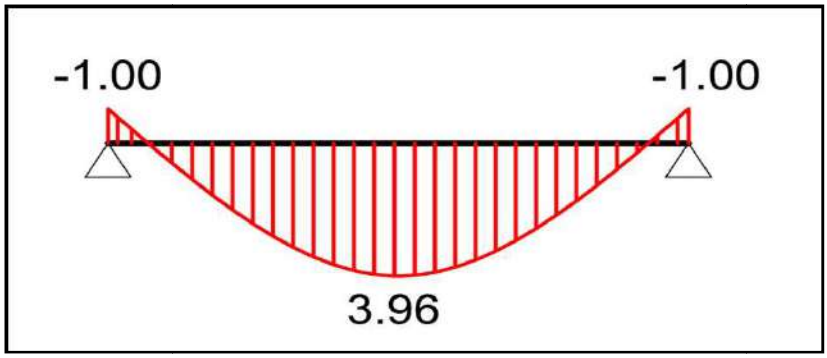


Figure III.13. *Diagramme des moments de la poutrelle à une seul travée à l'E.L.S*

b) poutrelle à deux travées :

Tableau III.10 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées à l'E.L.U*

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
A-B	7.92	1.58	4.75	4.91	9.19	-11.24
B-C	8.44	5.06	1.69	5.23	11.60	-9.51

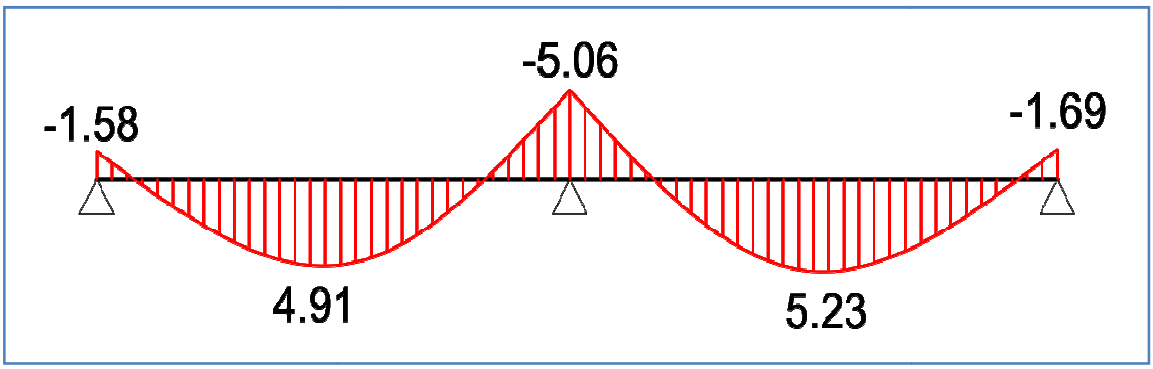


Figure III.14. *Diagramme des moments de la poutrelle à deux travées à l'E.L.U*

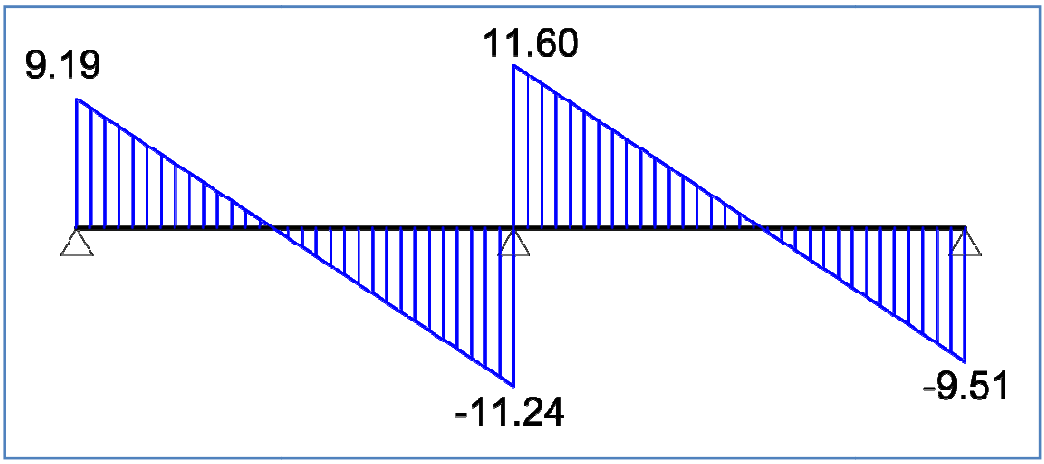


Figure III.15. *Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à deux travées à l'E.L.U*

Tableau III.11 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées à l'E.L.S*

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$
A-B	5.78	1.16	3.47	3.59
B-C	6.16	3.80	1.40	4.00

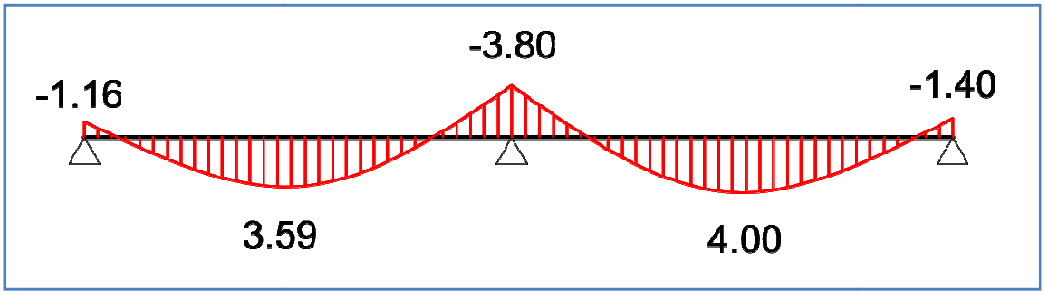


Figure III.16. *Diagramme des moments de la poutrelle à deux travées à l'E.L.S*

Méthode de CAQUOT :

Tableau III.12 *Méthode de CAQUOT*

Moment isostatique M_0	$\frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_0 - \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right)$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rive	$0.2\ M_0$
	Appuis intermédiaires	$\frac{q_w \cdot {l'_w}^3 + q_e \cdot {l'_e}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$
Longueur fictive l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	$0.8\ L$
Effort tranchant T	T_w	$\frac{ql}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$
	T_e	$-\frac{ql}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$

M_e ; M_w : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

l'_w : Longueur fictive de travée à gauche.

l'_e : Longueur fictive de travée à droite.

L : Portée libre de la travée.

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

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

c) poutrelle à trois travées :

Tableau III.13 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées à l'E.L.U*

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
A-B	14.53	2.91	10.33	7.91	12.07	-15.61
B-C	7.41	10.33	7.27	-1.39	10.90	-8.87
C-D	9.80	7.27	1.96	5.19	12.91	-9.83

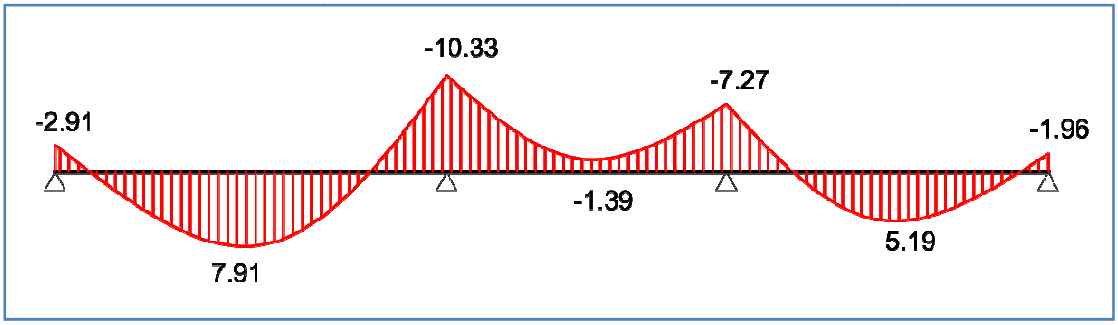


Figure III.17. *Diagramme des moments de la poutrelle à trois travées à l'E.L.U*

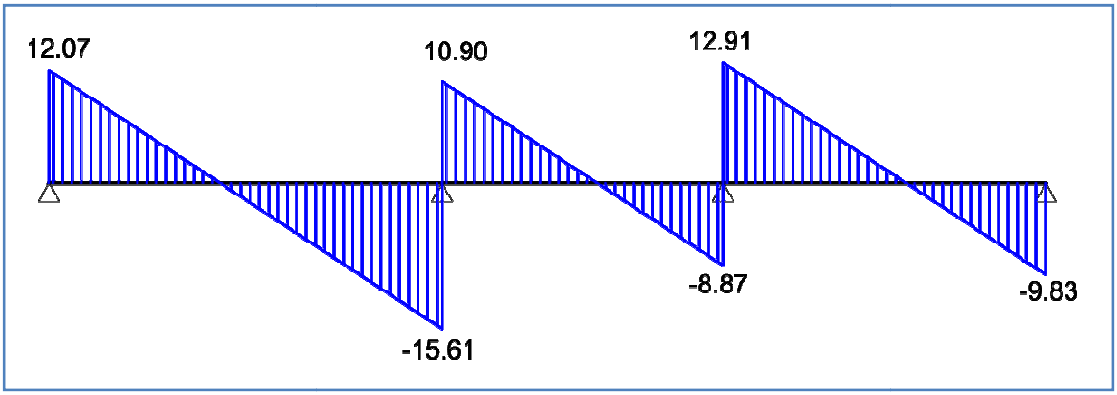


Figure III.18. *Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à trois travées à l'E.L.U*

Tableau III.14 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées à l'E.L.S*

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$
A-B	10.61	2.12	7.54	5.78
B-C	5.41	7.54	5.31	-1.01
C-D	7.16	5.31	1.43	3.79

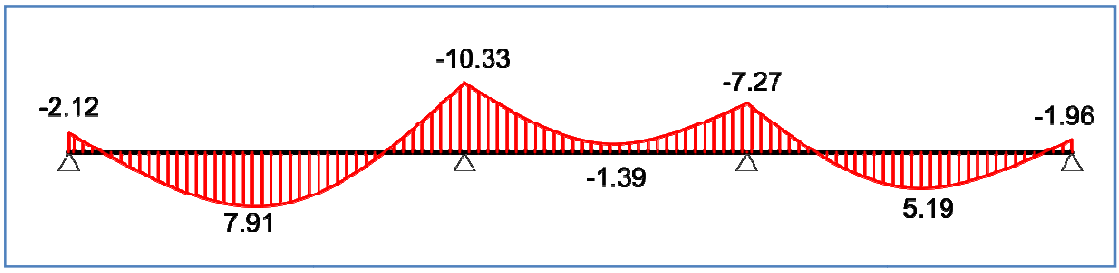


Figure III.19. *Diagramme des moments de la poutrelle à trois travées à l'E.L.S*

Récapitulation :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau III.15 *Sollicitations max des poutrelles en travée et en appuis*

	E.L.U			E.L.S	
	$M_{a.u}(kN.m)$	$M_{t.u}(kN.m)$	$T_u(kN)$	$M_{a.ser}(kN.m)$	$M_{t.ser}(kN.m)$
Sollicitation	10.33	7.91	15.61	7.54	5.78
Référence	3 travées	3 travées	3 travées	3 travées	3 travées

Calcul de ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

Tableau III.16 *Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U*

	En travée	Aux appuis
$M_u\ (kN.m)$	7.91	10.33
$M_0\ (kN.m)$	$M_0 = b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d - h_0/2)$ $= 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^6(0.18 - 0.02)$ $= 58.95$	
	$M_u < M_0$ L'axe neutre appartient à la table Etude d'une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20)cm^2$	$M_u < M_0$ L'axe neutre appartient à la table Etude d'une section rectangulaire $(b \times h) = (12 \times 20)cm^2$
μ	0.0216	0.0274
μ_l	0.392	
$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
β	0.989	0.919
$A'\ (cm^2)$	0	0
$A\ (cm^2)$	1.27	1.84
$A_{min}\ (cm^2)$	1.30	0.24
$A_{adopt}\ (cm^2)$	2HA10=1.57	2HA10=1.57

Vérification à l'E.L.S :

Tableau III.17 *Vérification des poutrelles à l'E.L.S*

	En travée	Aux appuis
$M_{ser}\ (kN.m)$	5.78	7.54
$\bar{\sigma}_b\ (MPa)$	15	15
$y\ (mm)$	32.67	76.48
$I\ (cm^4)$	5867.30	5422.24
$K\ (N/mm^3)$	0.10	0.14
$\sigma_b\ (MPa)$	3.22	10.63
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Oui	Oui

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

Tableau III.18 *Armatures longitudinales des poutrelles*

Section d'armatures	En travée	Aux appuis
	2HA10 = 1.57 cm^2	2HA12 = 2.26 cm^2

b) Armatures transversales :

$$\emptyset \leq Min\left[\frac{h}{35} = 5.71mm\ ;\ \frac{b_0}{10} = 12mm\ ;\ \emptyset_l = 10mm\right] = 5.71\ mm$$

On adopte :$\emptyset = 6\ mm$

$$\emptyset_t = 6\ mm\ ,\qquad a_t = \frac{\pi {\emptyset_t}^2}{4} = 0.28\ cm^2\ ,\qquad A_t = a_t.n_t\quad (n_t = 2)$$

$$A_t = 0.56\ cm^2$$

$$S_t \leq Min[0.9d\ ; 40cm] = 16.2\ cm \quad \Rightarrow \quad On\ adopte :\ \ S_t = 15\ cm$$

$$A_{t\,min} \leq 0.003\ S_t.b = 0.003 \times 15 \times 12 = 0.54\ cm^2$$

$$A_{t\,min} = 0.54\ cm^2 \leq A_t = 0.56\ cm^2 \quad (C.V)$$

On doit vérifier cette condition :

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

$Avec: k = 1\ (flexion\ simple)\ ,\ \alpha = 90°$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{15.61 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.72\ MPa$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} = \frac{0.56}{12 \times 15} = 0.0031 \geq \frac{1.15(0.72 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 235(cos\ 90 + sin\ 90)} = 0.00005 \quad (C.V)$$

$$A_t = 0.56\ cm^2 \geq A_{t\,min} = \frac{0.4\ b_0.S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{235} = 0.31\ cm^2 \quad (C.V)$$

Tableau III.19 *Armatures transversales des poutrelles*

Armatures transversales	Espacement
2 Ø 6	15 cm

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{15.61 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.72\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad (C.V)$$

Vérification de la compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0.4\ b_0.a\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)$$

$$a = Min[b - c - 2 = 98mm\ ;\ 0.9d = 162mm] = 98\ mm$$

$$0.4\ b_0.a\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 0.4 \times 120 \times 98 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 10^{-3} = 78.4\ kN$$

$$V_u = 13.74\ kN \leq 78.4\ kN \quad (C.V)$$

Vérification préliminaire de la flèche :

Tableau III.20 *Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles*

1ère Condition	2ème Condition
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15\,M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
$\frac{20}{420} = 0.0476 \geq \frac{7.91}{15 \times 14.53} = 0.0363$	$\frac{2.26}{12 \times 18} = 0.0105 > \frac{3.6}{400} = 0.0090$
C.V	C.N.V

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4\ mm$$

$$f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10E_i.I_{fi}} \quad , \qquad f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10E_v.I_{fv}}$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20\ MPa \quad , \qquad E_v = E_i/3 = 10721.40\ MPa$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu} \quad , \qquad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v.\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\,f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right).\rho} \quad , \qquad \lambda_v = \frac{0.02\,f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right).\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(y^3 + (h-y)^3) + 15\,A(y-d)^2$$

$$y = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15\,A.d}{b.h + 15}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75\,f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

Si la valeur donnée par cette expression est négative, on prend $\mu = 0$.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A.d} \quad , \qquad \rho = \frac{A}{b_0.d}$$

Tableau III.21 *Vérification de la flèche des poutrelles*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
2.26	5.78	0.19	142.08	0	10.47	45542.7
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
50096.9	50096.9	0.633	1.893	1.26	8.40	C.V

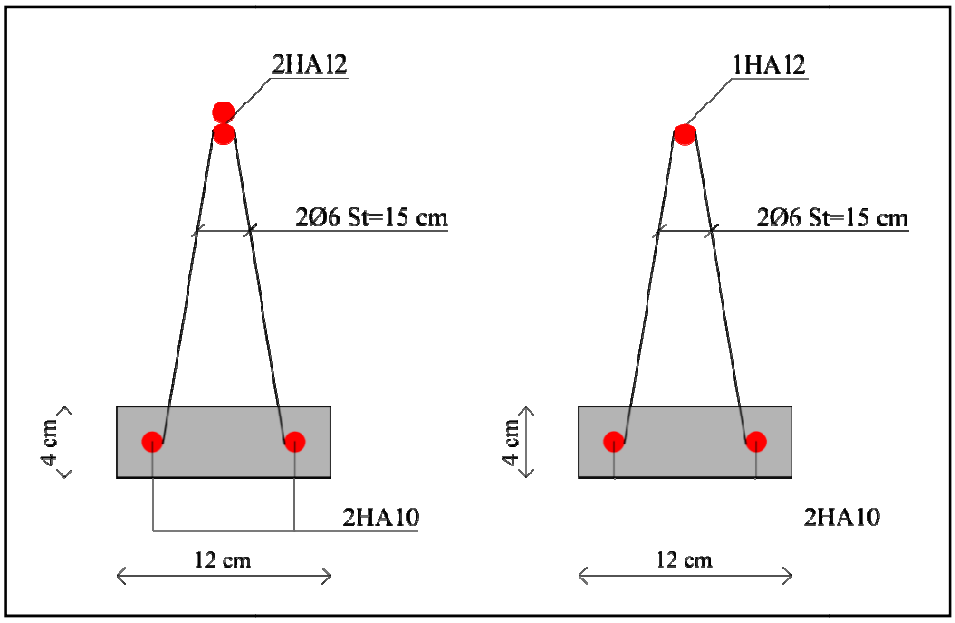


Figure III.20. *Ferraillage des poutrelles aux appuis (à gauche), en travée (à droite)*

III.4. LES ESCALIERS :

III.4.1.Terminologie :

Un escalier est une suite de plans horizontaux, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre aisément et sans danger.

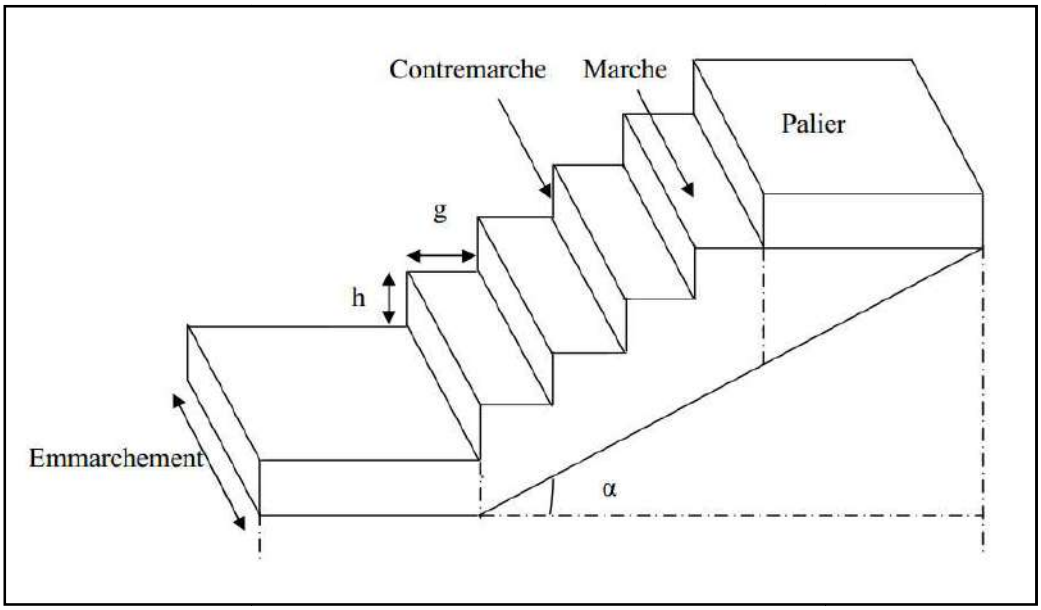


Figure III.21. *Représentation d'un escalier*

III.4.2.Dimensionnement :

Dans notre bloc, On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec 1 paliers intermédiaire.

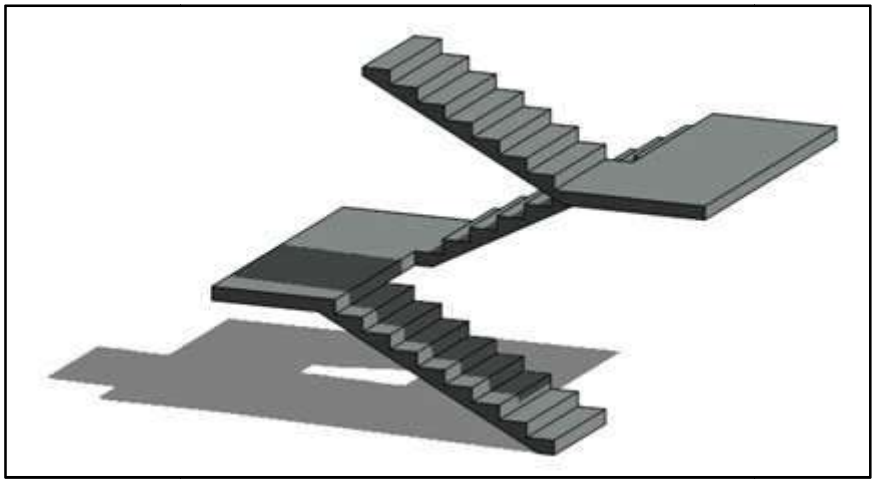


Figure III.22. *Escalier droit à deux volées*

Le schéma statique de se type d'escalier est comme suit :

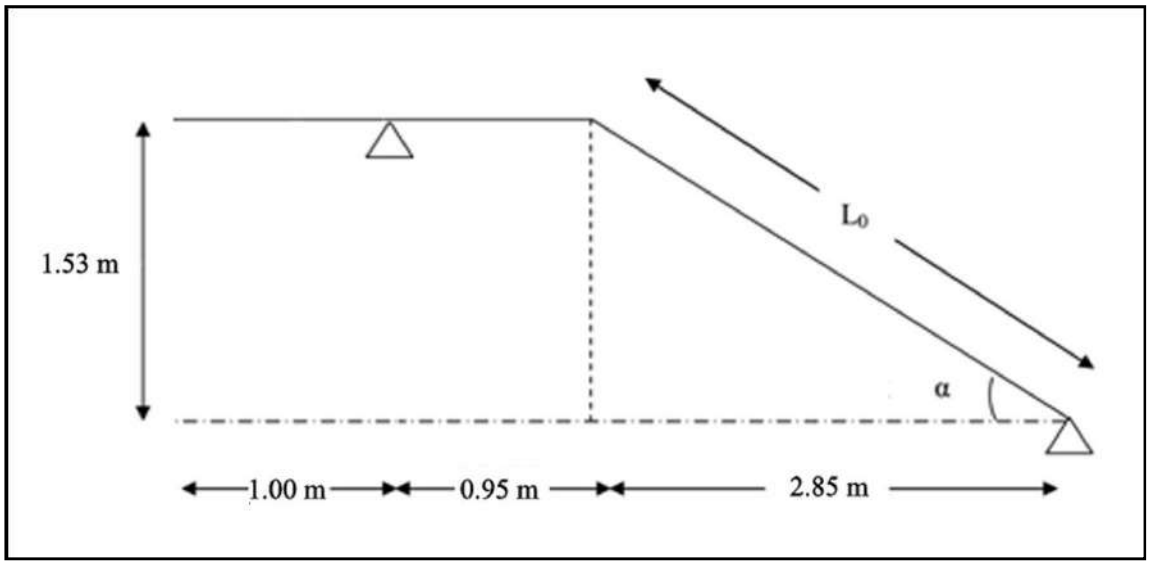


Figure III.23. *Schéma statique d'escalier*

Détermination de n, g, h :

On utilisant la formule de Blondel :

$$59cm \leq g + 2h \leq 64cm \quad ; \quad g = \frac{L}{n-1} \quad ; \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec :

g: largeur de la marche.

h : hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

L : la longueur horizontale de la paillasse.

H : la hauteur verticale de la paillasse.

Donc :

$$\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64$$
$$\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \geq 59$$

$$\Rightarrow \quad -64n^2 + (64 + 2H + L)n - 2H \leq 0$$
$$-59n^2 + (59 + 2H + L)n - 2H \geq 0$$

Détermination d'épaisseur de palliasse et de palier:

L'épaisseur de palliasse et de palier se détermine par la formule suivante :

$$\frac{L_t}{35} \leq e \leq \frac{L_t}{30}$$

Avec : L_t est la longueur total du volée

Détermination de l'angle d'inclinaison α :

$$tan\,\alpha = \frac{H}{L}$$

Détermination du longueur de la paillasse :

$$L_0 = \frac{H}{sin\,\alpha}$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau III.22 *les caractéristiques géométriques pour les deux volées*

	$\text{tng}\,\alpha = \frac{H}{L}$	α°	$L_0 = \frac{H}{\sin\alpha}$ (cm)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
1ère volée	0.567	29.54	2.76	9	17	30	15
2éme volée	0.567	29.54	2.76	9	17	30	15

III.4.3.Evaluation des charges et surcharges :

III.4.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.23 *Charge permanente de la paillasse*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	4.31
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**8.18**

Tableau III.24 Charge permanente du palier de repos

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
5	Poids propre dupalier	0.15	25	3.75
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.49**

III.4.3.2. Charges d'exploitation :

Pour la paillasse : $Q = 2.5\ kN/m^2$

Pour le palier de repos : $Q = 2.5\ kN/m^2$

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

III.4.4.Détermination des sollicitations :

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

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

Tableau III.25 *Combinaisons des charges dans l'escalier*

	$G(kN/ml)$	$Q(kN/ml)$	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8.18	2.5	14.79	10.68
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99

III.4.5.Détermination des efforts :

a) à l'ELU :

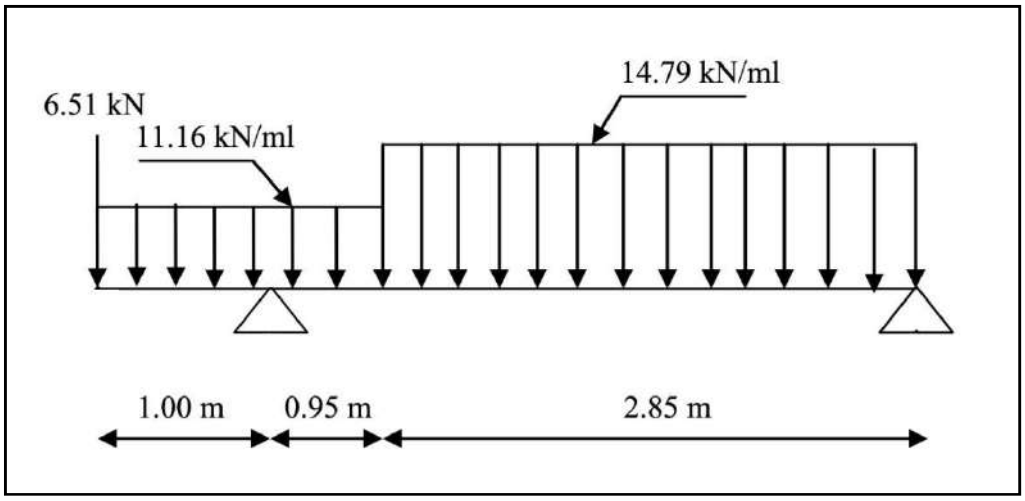


Figure III.24. *Chargement dans l'escalier à l'E.L.U*

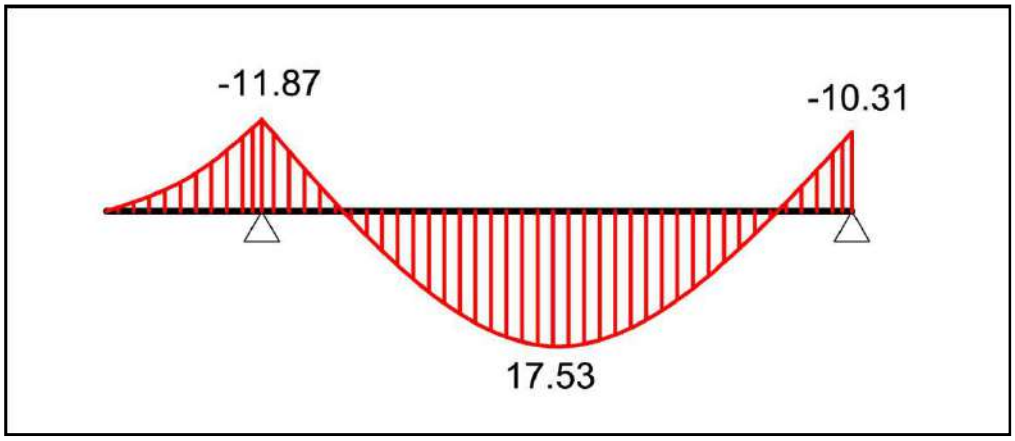


Figure III.25. *Diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.U*

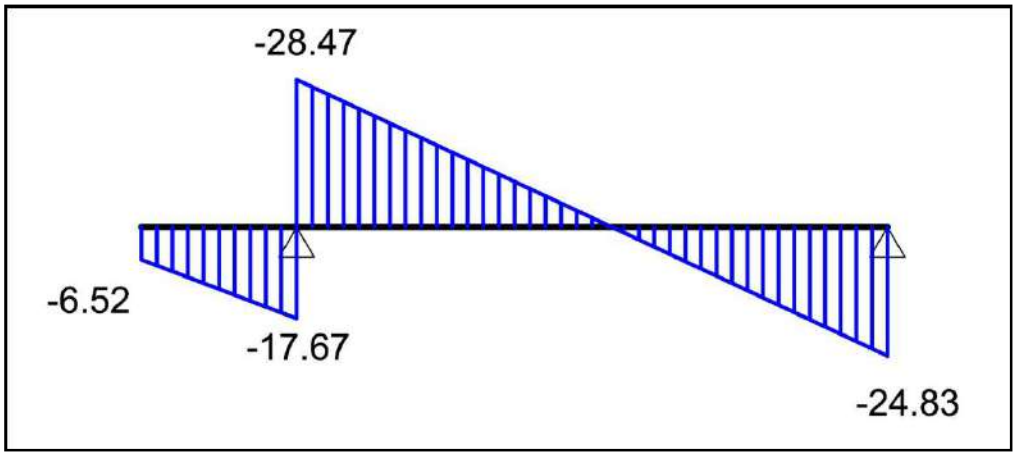


Figure III.26. *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'E.L.U*

b) à l'ELS :

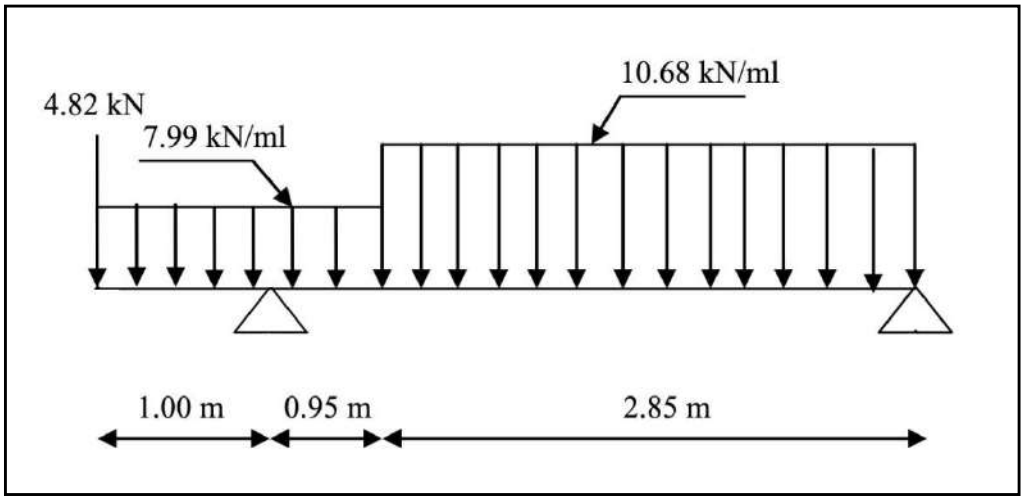


Figure III.27. *Chargement dans l'escalier à l'E.L.S*

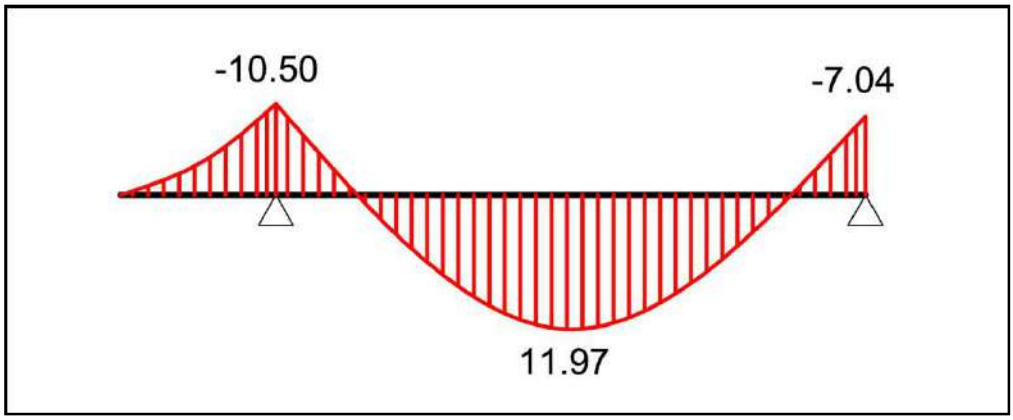


Figure III.28. *Diagramme des moments dans l'escalier à l'E.L.S*

Récapitulation :

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

Tableau III.26 *Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis*

	E.L.U			E.L.S	
	$M_{a.u}(kN.m)$	$M_{t.u}(kN.m)$	$T_u(kN)$	$M_{a.ser}(kN.m)$	$M_{t.ser}(kN.m)$
Sollicitation	-11.87	17.53	28.47	-10.50	11.97

III.4.6.Ferraillage :

III.4.6.1. Armatures longitudinales :

Tableau III.27 *Caractéristiques de l'escalier et des matériaux*

Béton	$f_{c28} = 25MPa$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.17MPa$	$c = 2cm$
	$f_{t28} = 2.1\ MPa$	$b = 100\ cm$	$h = 15\ cm$	$d = 13\ cm$
Acier	$Fe\ E400$	$f_e = 400\ MPa$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348\ MPa$

Tableau III.28 *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier*

	$M_u\ (kN.m)$	μ	β	$A\ (cm^2)$	$A'\ (cm^2)$	$A_{adoptée}\ (cm^2)$
En travée	17.53	0.098	0.948	4.25	0	5HA12=5.65
En appuis	-11.87	0.053	0.972	3.51	0	5HA10=3.92

Tableau III.29 *Vérification de la section d'armatures*

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A > A_{min}$
En travée	5.65	1.5	C.V
En appuis	3.92	1.5	C.V

III.4.6.2. Armatures de répartition :

Tableau III.30 *Section d'armatures de répartition dans l'escalier*

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	1.41	3HA10=2.35
En appuis	0.98	3HA10=2.35

III.4.6.3. Vérification de l'espacement :

a) Armatures longitudinales :

$$S_t \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$$

En travée : $S_t = 20\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ (C. V)

En appuis : $S_t = 20\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ (C. V)

b) Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min[4h = 60\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$$

En travée : $S_t = 33.33\ cm \leq \min[4h = 60\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$ (C. V)

En appuis : $S_t = 33.33\ cm \leq \min[4h = 60\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$ (C. V)

III.4.6.4. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \; ; \; y = \frac{-30\,A + \sqrt{900\,A^2 + 120 b.A.d}}{2b} \; , \qquad I = \frac{b}{3} y^3 + 15\,A(d-y)^2$$

Tableau III.31 *Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS*

	$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$y\ (cm)$	$I\ (cm^4)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\bar{\sigma}_b\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	5.65	11.97	3.19	5827.57	6.56	15	C.V
En appuis	3.92	-10.50	3.29	6174.70	5.60	15	C.V

III.4.7.Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ MPa\ ; 5\ MPa\right] = 3.33\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28.47 \times 10^3}{1000 \times 125} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.23\ MPa$$

$$\tau_u = 0.23\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad \Rightarrow \quad C.V$$

III.4.8.Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10\ M_0} \quad , \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.91} = 0.038 \geq \frac{M_t}{10\ M_0} = \frac{23.02}{10 \times 27.08} = 0.085 \quad (C.N.V)$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad (C.V)$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L}{500} \;\; si \;\; L \leq 5m \\ 0.5\,cm + \dfrac{L}{1000} \;\; si \;\; L > 5m \end{cases}$$

$$f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10E_i.I_{fi}} \;, \qquad f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10E_v.I_{fv}}$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20\,MPa \;, \qquad E_v = E_i/3 = 10721.40\,MPa$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu} \;, \qquad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v.\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\,f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right).\rho} \;, \qquad \lambda_v = \frac{0.02\,f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right).\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(y^3 + (h-y)^3) + 15\,A(y-d)^2$$

$$y = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15\,A.d}{b.h + 15}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75\,f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

Si la valeur donnée par cette expression est négative, on prend $\mu = 0$.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A.d} \;, \qquad \rho = \frac{A}{b_0.d}$$

Tableau III.32 *Vérification de la flèche de l'escalier*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
5.65	17.53	0.45	248.21	0.442	8.13	30333.11
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
10924.79	18316.32	7.20	12.89	5.69	76.00	C.V

III.5. LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

Dans notre projet la poutre palière est une poutre brisée.

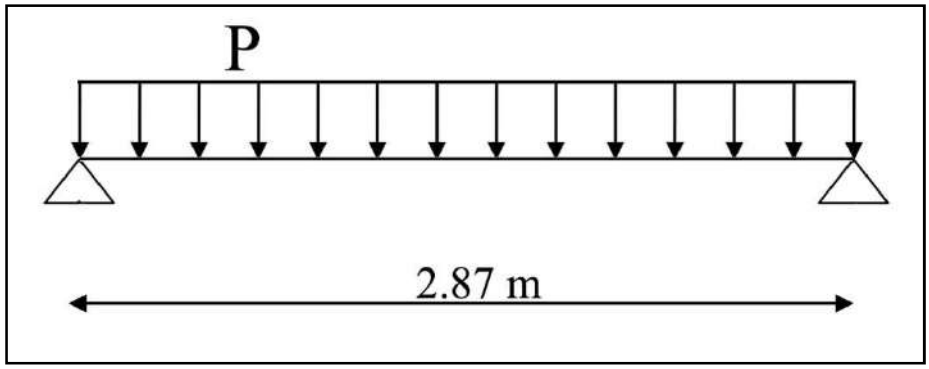


Figure III.29. *Schéma statique de la poutre palière*

III.5.1.Pré dimensionnement :

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

Tableau III.33 *Pré dimensionnement de la poutre palière*

Conditions de résistance	$L = 287\ cm$ $\Rightarrow 19.13\ cm \leq h \leq 27.70 cm \Rightarrow$ On adopte : $h = 30\ cm$ $\Rightarrow 9\ cm \leq b \leq 21\ cm \Rightarrow$ On adopte : $b = 30\ cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30\ cm \geq 20\ cm$ $h = 30\ cm \geq 30\ cm$ $h/b = 1 \leq 4.0$ Conditions vérifiées
Conclusion	$b = 30cm \quad ; \quad h = 30cm$

III.5.2.Charges revenant à la poutre :

- Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

$$R_u = 46.14kN \quad , \quad R_{ser} = 35.47\ kN$$

- Poids propre de la poutre palière : $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25\ kN/ml$

$$P_u = 1.35(2.25) + R_u \quad \Rightarrow \quad P_u = 49.18\ kN/ml$$

$$P_{ser} = (2.25) + R_{ser} \quad \Rightarrow \quad P_{ser} = 37.72\ kN/ml$$

III.5.3.Calcul des efforts :

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$M_a = -0.5\ M_0$$

$$M_t = 0.8\ M_0$$

$$T_{max} = R_A = R_B = \frac{PL}{2}$$

Tableau III.34 *Sollicitations de la poutre palière*

	E.L.U	E.L.S
$T_{max}(kN)$	70.58	-
$M_t\ (kN.m)$	40.52	31.07
$M_a\ (kN.m)$	-25.32	-19.42

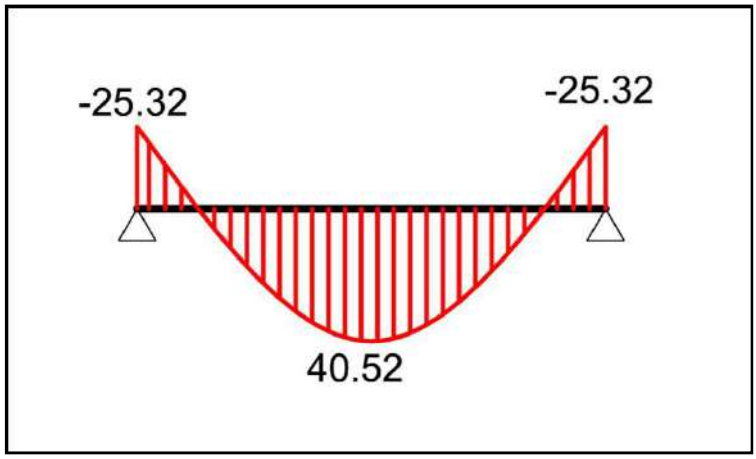


Figure III.30. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U*

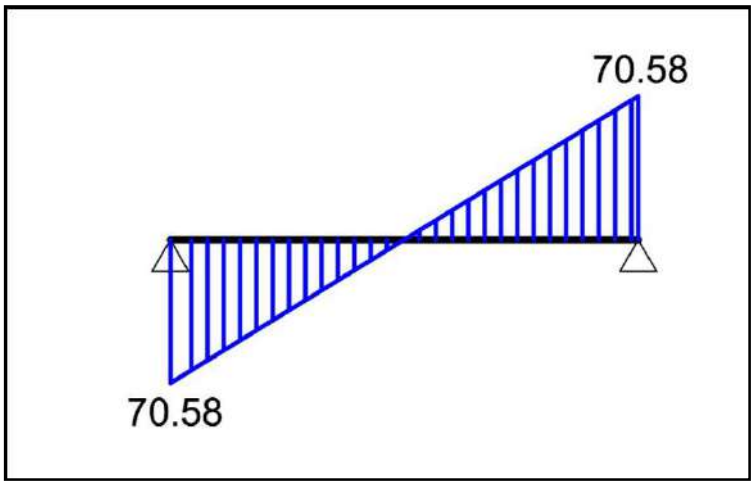


Figure III.31. *Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.U*

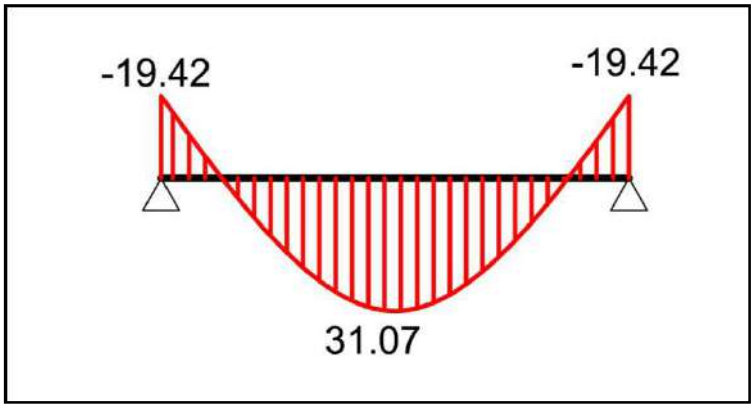


Figure III.32. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.S*

III.5.4.Ferraillage de la poutre palière :

III.5.4.1. Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : $Fe\ E400$, $\gamma_s = 1.15$, $\sigma_s = 348\ MPa$

Béton : $f_{c28} = 25\ MPa$, $\gamma_b = 1.5$, $\sigma_b = 14.17\ MPa$

$b = 30\ cm$, $h = 30\ cm$, $d = 27\ cm$, $c = 3\ cm$, $(fissuration\ peu\ nuisible)$

Tableau III.35 *Ferraillage de la poutre palière*

	$M\ (kN.m)$	μ	β	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	40.52	0.130	0.930	4.60	0.90	3HA14+CH1HA12=5.75
En appuis	25.32	0.082	0.957	2.82	0.90	3HA14=4.62

a) Vérification à l'E.L.S :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 15\ MPa$$

Tableau III.36 *Vérification de la poutre palière à l'E.L.S*

	$M_{ser}(kN.m)$	$A(cm^2)$	$y(mm)$	$I(cm^4)$	$K(N/mm^3)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	31.07	5.75	99.12	34923.2	0.089	8.82	Oui
En appuis	19.42	4.62	90.95	29740.1	0.065	5.94	Oui

b) Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

$$A_{min} = 0.5\%\ b.h$$

$$A_{max} = 4\%\ b.h \quad (zone\ courante)$$

$$A_{max} = 6\%\ b.h \quad (zone\ de\ recouvrement)$$

Tableau III.37 *Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003*

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{max}\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	5.75	4.50	36	3HA14=4.62
En appuis	4.62	4.50	36	3HA14=4.62

c) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ MPa\ ;\ 5\ MPa\right] = 3.33\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{70.58 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.88\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad \Rightarrow \quad (C.V)$$

1- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e}$$

$$A_l = 4.62\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 70.58 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 2.00\ cm^2 \quad (C.V)$$

2- Vérification de compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a$$

$$a = Min[b - c - 2 = 268mm\ ; 0.9d = 243mm] = 243\ mm$$

$$0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a = 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 243 \times 10^{-3} = 486\ kN$$

$$V_u = 70.58\ kN \ \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a = 486\ kN \qquad (C.V)$$

III.5.4.2. Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 8.57mm\ ;\ \frac{b_0}{10} = 30mm\ ;\ \emptyset_l = 14mm\right] = 8.57\ mm$$

$$\emptyset_t = 8\ mm\ , \qquad a_t = \frac{\pi {\emptyset_t}^2}{4} = 0.50\ cm^2$$

$$A_t = a_t . n_t \quad (n_t = 4)$$

$$A_t = 2.00\ cm^2\ ;\ \ On\ adopte :\ A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2$$

On doit vérifier que : $S_t \leq \bar{S}_t$

$$\bar{S}_t = Min[0.9d = 24.3cm\ ;\ 40cm] = 24.3\ cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t (f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0.3 f_{c28})} = \frac{0.9 \times 2.01(400/1.15)}{30(0.88 - 0.3 \times 2.1)} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 419.48\ cm$$

Donc, on prend : $S_t = \bar{S}_t = 24.3\ cm$

1- Section minimale d'armatures transversales :

$$A_{min} = \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 243}{400} \times 10^{-2} = 0.73\ cm^2$$

$$A_t = 2.01\ cm^2 \geq A_{min} = 0.73\ cm^2 \quad (C.V)$$

2- Vérification selon le RPA99 v2003 : ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4} = 7.5cm\ ;\ 12\emptyset_l = 16.8cm\right] = 7.5\ cm \quad (zone\ nodale)$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\ cm \quad (zone\ courante)$$

On adopte :

$$S_t = 7\ cm \quad (zone\ nodale)$$

$$S_t = 15\ cm \quad (zone\ courante)$$

$$A_{t\,min} \leq A_t\ ;\ A_{t\,min} = 0.003\ S_t.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\ cm^2$$

$$A_t = 2.01\ cm^2 \leq A_{t\,min} = 1.35\ cm^2 \quad (C.V)$$

III.5.5.Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{334} = 0.105 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = 0.105 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.080 \quad (C.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{5.75}{30 \times 27} = 0.0071 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad (C.V)$$

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

III.6. LES DALLES PLEINES :

III.6.1.Définition :

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes dont la largeur est supérieur à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis, l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Pour notre structure on distingue quatre types des dalles pleines :

- Type 1 : dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 cotés de$(3.90 \times 3.99 \times 2.26)$;
- Type 2 : dalle pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés de(3.90×0.65) ;
- Type 3 : dalle pleine d'un forme pentagonale encastrée sur 5cotés de $(1.27 \times 2.22 \times 2.56 \times 1.90 \times 3.00)$.

III.6.2.Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

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

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

C'est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines, valable pour touts les cas de charges, touts les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum des\ Travaux\ Externes - \sum des\ Travaux\ Internes = 0$$

a) Travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

$T_{ext} = P.f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = q.S.f$ (cas d'une charge répartie).

Avec : P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f :déplacement du centre de gravité de la surface.

b) Travail interne :

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$T_{int} = M.l.\theta$

Avec : M: Moment de flexion.

l:Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ: Angle de rotation.

Calcul des actions :

Tableau III.38 *Calcul des actions*

	$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$q_u(kN/m^2)$	$q_{ser}(kN/m^2)$
Terrasse	7.35	1	11.42	8.35
Etage courant	6.59	1.5	11.15	8.09

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle du plancher terrasse, et on adopte les mêmes résultats pour tous les niveaux.

III.6.3.Calcul du 1ère type de dalle pleine:

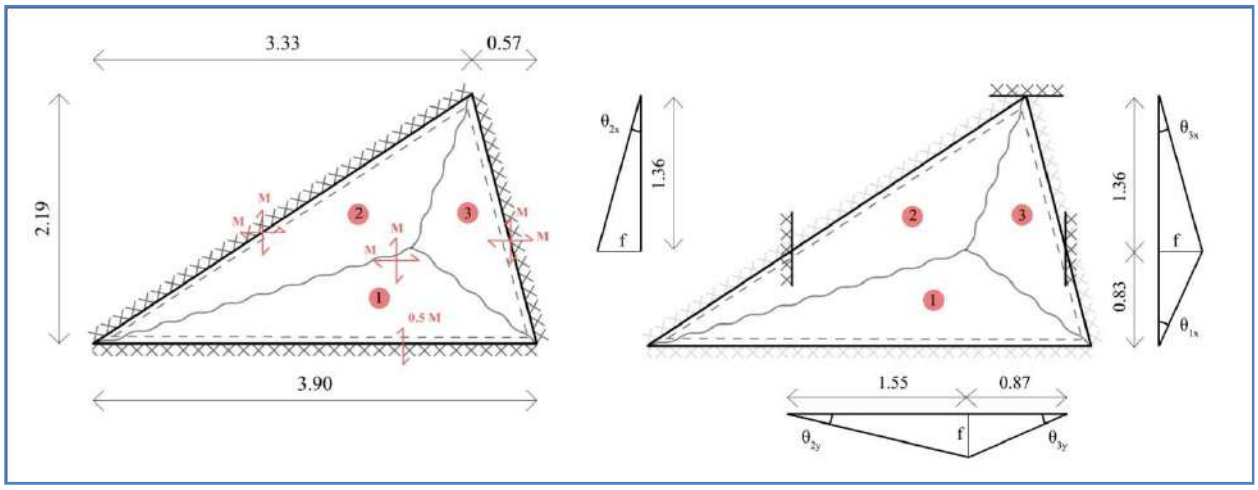


Figure III.33. *Schéma du 1ère type de dalle pleine*

Tableau III.39 *Travail externe (type 1)*

Eléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe
1	1.63	$f/3$	0.54 qf
2	1.69	$f/3$	0.56 qf
3	0.95	$f/3$	0.32 qf
Σ			1.42 qf

Tableau III.40 *Travail interne (type 1)*

Eléments			Moment de rupture	Longueur	L'angle de rotation	Travail interne
1		+	M	3.90	$f/0.83$	4.699 Mf
		-	0.5 M	3.90	$f/0.83$	2.349 Mf
2	x	+	M	2.19	$f/1.55$	1.413 Mf
		-	M	2.19	$f/1.55$	1.413 Mf
	y	+	M	3.33	$f/1.36$	2.449 Mf
		-	M	3.33	$f/1.36$	2.449 Mf
3	x	+	M	2.19	$f/0.87$	2.517 Mf
		-	M	2.19	$f/0.87$	2.517 Mf
	y	+	M	0.57	$f/1.36$	0.419 Mf
		-	M	0.57	$f/1.36$	0.419 Mf
$\sum$						20.65 Mf

$$\sum Travaux\ Externes = \sum Travaux\ Internes$$

$$1.42\ qf = 20.65\ Mf \quad \Rightarrow \quad M = 0.069\ q$$

$$\Rightarrow \quad M_u = 0.069\ q_u = 0.069 \times 11.42 \ \Rightarrow \ M_u = 0.788\ kN.m$$

$$\Rightarrow \quad M_{ser} = 0.069\ q_{ser} = 0.069 \times 8.35 \ \Rightarrow \ M_{ser} = 0.576\ kN.m$$

III.6.3.1. Calcul du ferraillage:

on a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.19}{3.00} = 0.73 > 0.4$ donc la dalle travaille suivant deux directions.

Tableau III.41 *Calcul du ferraillage (type 1)*

		M_u $(kN.m)$	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)	Espacement (cm)
Suivant x	Travée	0.788	0.004	0.998	0.18	1.50	5HA10=3.93	25
	Appuis	0.394	0.002	0.999	0.09	1.50	5HA10=3.93	25
Suivant y	Travée	0.788	0.004	0.998	0.18	1.50	5HA10=3.93	25
	Appuis	0.788	0.004	0.998	0.18	1.50	5HA10=3.93	25

III.6.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III.42 *Vérification des contraintes à l'ELS (type 1)*

		M_{ser} $(kN.m)$	$y\ (cm)$	$I\ (cm^4)$	K	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Suivant x	Travée	0.576	3.29	6187.41	0.010	0.31	15	Oui
	Appuis	0.288	3.29	6187.41	0.005	0.15	15	Oui
Suivant y	Travée	0.576	3.29	6187.41	0.010	0.31	15	Oui
	Appuis	0.576	3.29	6187.41	0.010	0.31	15	Oui

III.6.3.3. Vérification de l'espacement entre les aciers :

$$S_t \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$$

En travée : $S_t = 25\ cm \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$

En appuis : $S_t = 25\ cm \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$

III.6.3.4. Vérification au cisaillement :

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

$$Avec: \quad \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

$$V_{ux} = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} \quad ; \quad V_{uy} = \frac{P \times L_x \times L_y}{3L_y}$$

Tableau III.43 *Vérification au cisaillement (type 1)*

	Suivant x	Suivant y
V_u	9.161	8.337
τ_u	0.073	0.072
$\overline{\tau_u}$	1.167	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	C.V	C.V

III.6.4.Calcul du 2ème type de dalle pleine:

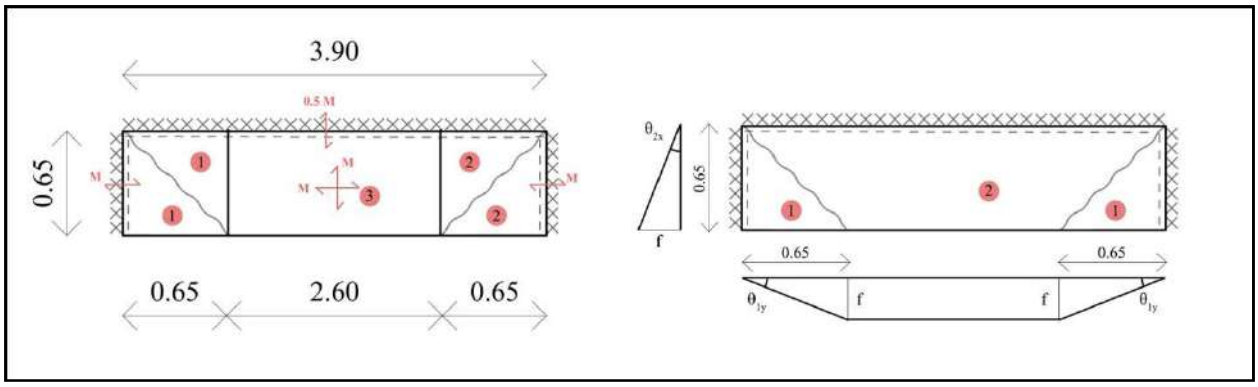


Figure III.34. *Schéma du 2ème type de dalle pleine*

Tableau III.44 *Travail externe (type 2)*

Eléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe
1	0.21	$f/3$	0.07 qf
	0.21	$f/3$	0.07 qf
2	0.21	$f/3$	0.07 qf
	0.21	$f/3$	0.07 qf
3	1.69	$f/2$	0.85 qf
$\sum$			1.13 qf

Tableau III.45 *Travail interne (type 2)*

Eléments		Moment de rupture		Longueur	L'angle de rotation	Travail interne
1	+	2 ×	M	0.65	$f/0.65$	2.00 Mf
	-	2 ×	M	0.65	$f/0.65$	2.00 Mf
2	+	M		1.30	$f/0.65$	2.00 Mf
	-	0.5 M		3.90	$f/0.65$	3.00 Mf
$\sum$						12.00 Mf

$$\sum Travaux\ Externes = \sum Travaux\ Internes$$

$$1.13\ qf = 12.00\ Mf \quad \Rightarrow \quad M = 0.094\ q$$

$$\Rightarrow \quad M_u = 0.094\ q_u = 0.094 \times 11.42 \ \Rightarrow \ M_u = 1.073\ kN.m$$

$$\Rightarrow \quad M_{ser} = 0.094\ q_{ser} = 0.094 \times 8.35 \ \Rightarrow \ M_{ser} = 0.785\ kN.m$$

III.6.4.1. Calcul du ferraillage:

On a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{0.65}{3.90} = 0.17 < 0.4$ donc la dalle travaille suivant une seule direction.

Tableau III.46 *Calcul du ferraillage (type 2)*

	M_u $(kN.m)$	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)	Espacement (cm)
Travée	1.073	0.006	0.997	0.28	1.50	5HA10=3.93	25
Appuis	1.073	0.006	0.997	0.28	1.50	5HA10=3.93	25

III.6.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III.47 *Vérification des contraintes à l'ELS (type 2)*

	M_{ser} $(kN.m)$	$y\ (cm)$	$I\ (cm^4)$	K	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	0.785	3.29	6487.41	0.01	0.42	15	Oui
Appuis	0.785	3.29	6487.41	0.01	0.42	15	Oui

III.6.4.3. Vérification de l'espacement entre les aciers :

$$S_t \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$$

En travée : $S_t = 25\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ (C. V)

En appuis : $S_t = 25\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$ (C. V)

III.6.4.4. Vérification au cisaillement:

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

$$Avec: \quad \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$V_{ux} = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} \quad ; \quad V_{uy} = \frac{P \times L_x \times L_y}{3L_y}$$

Tableau III.48 *Vérification au cisaillement (type 2)*

	Suivant x	Suivant y
V_u	3.426	2.474
τ_u	0.027	0.022
$\overline{\tau_u}$	1.167	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

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

Remarque :

Pour la 3éme type on admet les mêmes résultats obtenus dans les deux types précédant.

III.7. LA POUTRE DE CHAINAGE :

III.7.1.Charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre de chainage : $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25\ kN/ml$
- Poids du dalle plein : $7.35 \times \left(\frac{1.65}{2}\right) = 6.06\ kN/ml$
- Poids du plancher : $5.64 \times \left(\frac{2.55}{2}\right) = 7.1\ kN/ml$
- Poids du mur double cloison : $2.36 \times 2.76 = 6.51\ kN/ml$
- Charge d'exploitation : $1.5 \times \left(\frac{1.65}{2} + \frac{2.55}{2}\right) = 3.15\ \ kN/ml$

$$P_u = 1.35(2.25 + 6.06 + 7.1 + 6.51) + 1.5(3.15\ ) \quad \Rightarrow \quad P_u = 34.32\ kN/ml$$

$$P_{ser} = (2.25 + 6.06 + 7.1 + 6.51) + (3.15\ ) \ \Rightarrow \quad P_{ser} = 25.07\ kN/ml$$

III.7.2.Calcul des efforts :

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$M_a = -0.5\ M_0$$

$$M_t = 0.8\ M_0$$

$$T_{max} = R_A = R_B = \frac{PL}{2}$$

Tableau III.49 *Sollicitations de la poutre de chainage*

	E.L.U	E.L.S
$T_{max}(kN)$	51.48	-
$M_t\ (kN.m)$	30.89	22.57
$M_a\ (kN.m)$	-19.31	14.11

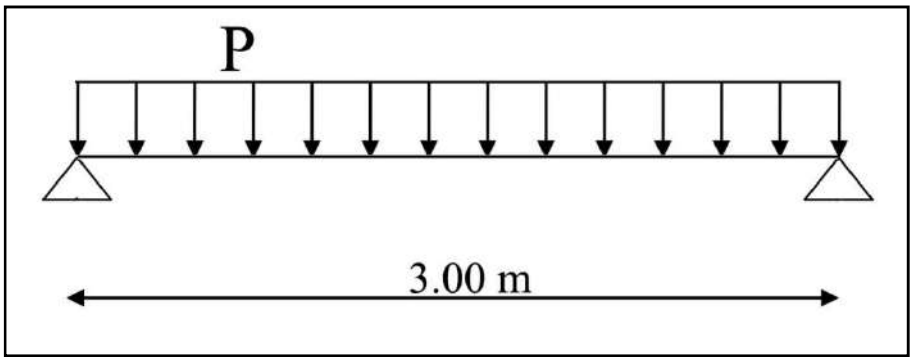


Figure III.35. *Chargement dans la poutre de chainage*

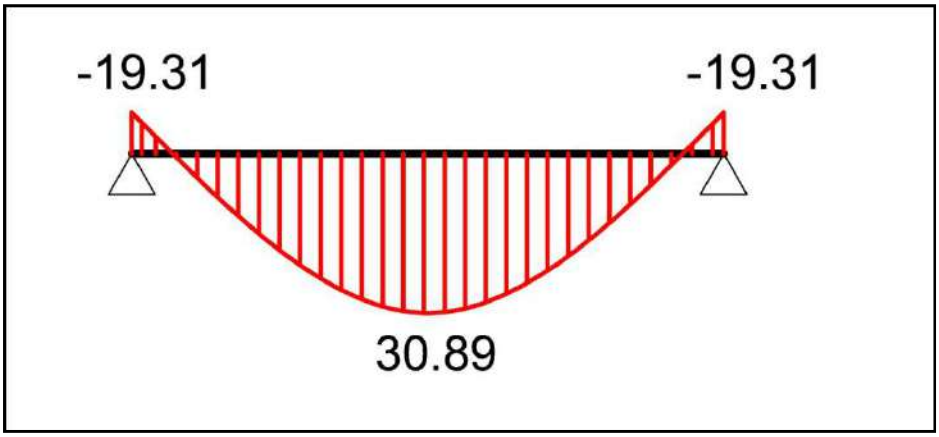


Figure III.36. *Diagramme des moments de la poutre de chainage à l'E.L.U*

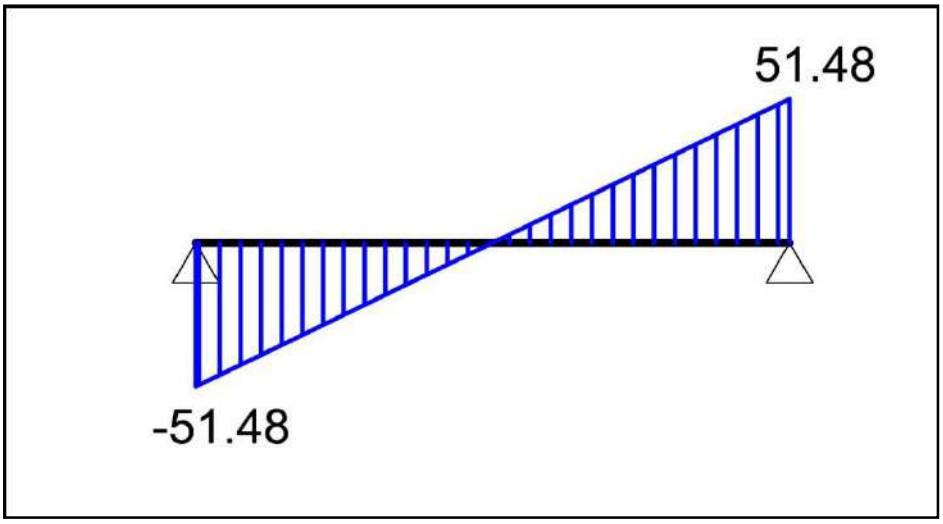


Figure III.37. *Diagramme des efforts tranchants de la poutre de chainage à l'E.L.U*

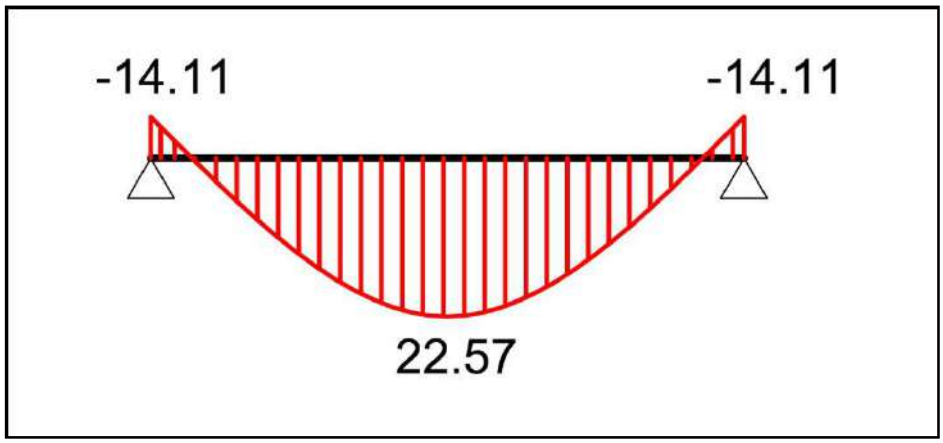


Figure III.38. *Diagramme des moments de la poutre de chainage à l'E.L.S*

III.7.3.Ferraillage de la poutre de chainage :

III.7.3.1. Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : $Fe\ E400$, $\gamma_s = 1.15$, $\sigma_s = 348\ MPa$

Béton : $f_{c28} = 25\ MPa$, $\gamma_b = 1.5$, $\sigma_b = 14.17\ MPa$

$b = 30\ cm$, $h = 30\ cm$, $d = 27.5\ cm$, $c = 2.5\ cm$, $(fissuration\ peu\ nuisible)$

Tableau III.50 *Ferraillage de la poutre de chainage*

	$M\ (kN.m)$	μ	β	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	30.89	0.099	0.947	3.47	0.90	3HA14=4.62
En appuis	19.31	0.060	0.969	2.08	0.90	3HA14=4.62

a) Vérification à l'E.L.S :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6\ f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_b = 15\ MPa$$

Tableau III.51 *Vérification de la poutre palière à l'E.L.S*

	$M_{ser}(kN.m)$	$A(cm^2)$	$y(mm)$	$I(cm^4)$	$K(N/mm^3)$	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	22.57	4.62	91.95	30994.7	0.073	6.70	Oui
En appuis	14.11	4.62	91.95	30994.7	0.005	0.42	Oui

b) Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

$A_{min} = 0.5\%\ b.h$

$A_{max} = 4\%\ b.h \quad (zone\ courante)$

$A_{max} = 6\%\ b.h \quad (zone\ de\ recouvrement)$

Tableau III.52 *Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003*

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{max}\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	4.62	4.50	36	3HA14=4.62
En appuis	4.62	4.50	36	3HA14=4.62

c) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ MPa\ ;5\ MPa\right] = 3.33\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{51.48 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.63\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad \Rightarrow \quad (C.V)$$

1- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e}$$

$$A_l = 4.62\ cm^2 \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 51.48 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 1.48\ cm^2 \quad (C.V)$$

2- Vérification de compression dans la bielle de béton :

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a$$

$$a = Min[b - c - 2 = 268mm\ ; 0.9d = 243mm] = 243\ mm$$

$$0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a = 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 243 \times 10^{-3} = 486\ kN$$

$$V_u = 51.48\ kN \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a = 486\ kN \quad (C.V)$$

III.7.3.2. Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 8.57mm\ ;\ \frac{b_0}{10} = 30mm\ ;\ \emptyset_l = 14mm\right] = 8.57\ mm$$

$$\emptyset_t = 8\ mm\ , \qquad a_t = \frac{\pi {\emptyset_t}^2}{4} = 0.50\ cm^2$$

$$A_t = a_t . n_t \quad (n_t = 4)$$

$$A_t = 2.00\ cm^2\ ;\ \ On\ adopte :\ A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2$$

On doit vérifier que : $S_t \leq \bar{S}_t$

$$\bar{S}_t = Min[0.9d = 24.3cm\ ;\ 40cm] = 24.3\ cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t (f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0.3 f_{c28})} = \frac{0.9 \times 2.01(400/1.15)}{30(0.68 - 0.3 \times 2.1)} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 419.48\ cm$$

Donc, on prend : $S_t = \bar{S}_t = 24.3\ cm$

1- Section minimale d'armatures transversales :

$$A_{min} = \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 243}{400} \times 10^{-2} = 0.73\ cm^2$$

$$A_t = 2.01\ cm^2 \geq A_{min} = 0.73\ cm^2 \quad (C.V)$$

2- Vérification selon le RPA99 v2003 : ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4} = 7.5cm\ ;\ 12\emptyset_l = 16.8cm\right] = 7.5\ cm \qquad (zone\ nodale)$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\ cm \qquad (zone\ courante)$$

On adopte :

$$S_t = 7\ cm \quad (zone\ nodale)$$

$$S_t = 15\ cm \quad (zone\ courante)$$

$$A_{t\,min} \leq A_t \ ;\ A_{t\,min} = 0.003\, S_t.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\ cm^2$$

$$A_t = 2.01\ cm^2 \leq A_{t\,min} = 1.35\ cm^2 \quad (C.V)$$

III.7.4.Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.100 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = 0.105 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.080 \quad (C.V)$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{4.62}{30 \times 27} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad (C.V)$$

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

CHAPITRE IV

ETUDE

DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

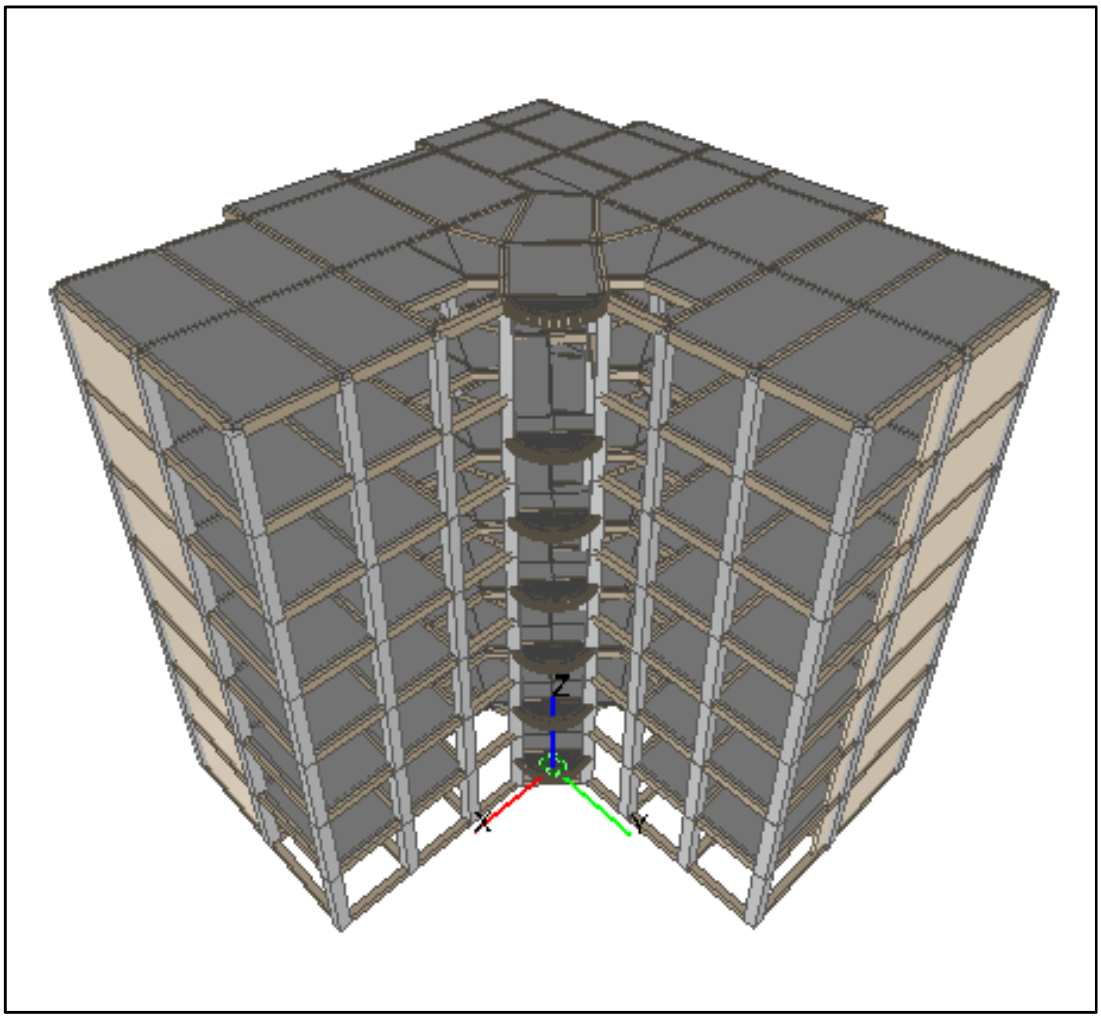


Figure IV.01. *Vue en 3D de la structure*

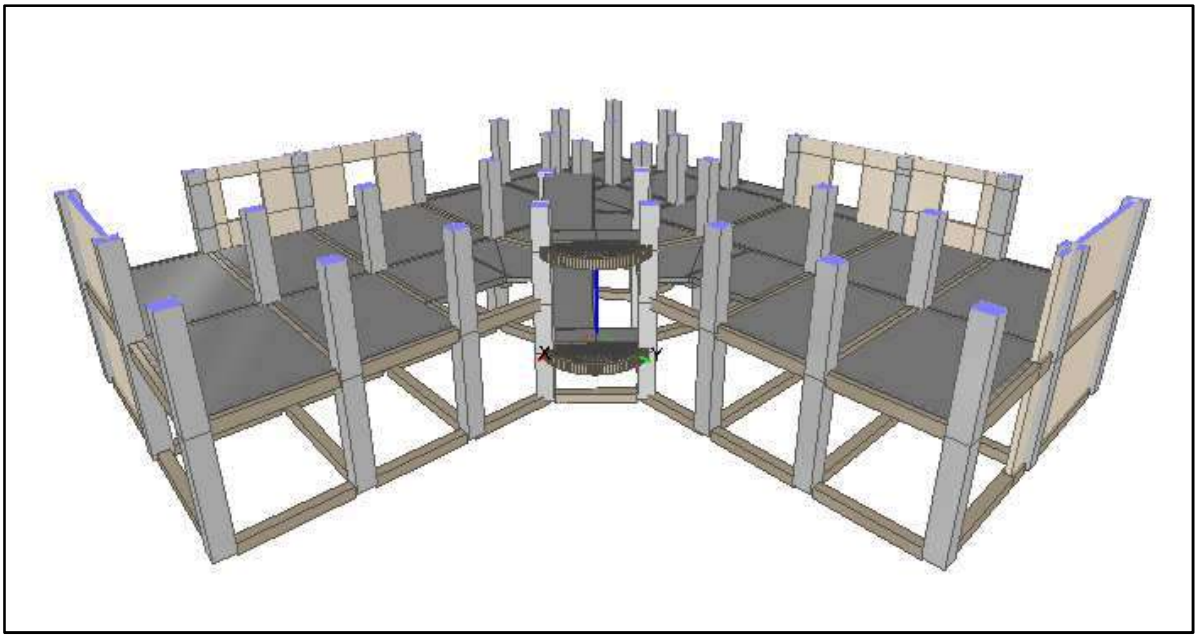


Figure IV.02. *Disposition des voiles*

IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

IV.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

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

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

$X_i$etY_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

$X_G$etY_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV.01 *Centre de masse*

Niveau (m)	$\sum W_i\ (kN)$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	$X_G\ (m)$	$Y_G\ (m)$
21.42	3213.69	26352.26	25773.79	8.20	8.02
18.36	3641.60	29460.54	29132.80	8.09	8.00
15.30	3700.55	29937.45	29604.40	8.09	8.00
12.24	3751.18	30347.05	30046.95	8.09	8.01
9.18	3751.18	30347.05	30046.95	8.09	8.01
6.12	3805.40	30823.74	30481.25	8.10	8.01
3.06	3861.99	31282.12	30934.54	8.10	8.01

IV.2.1.Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

$I_x$etI_y: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

$X_i$etY_i : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

$X_R$etY_R : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux :

$$I_x = \frac{b.h^3}{12} \quad , \quad I_y = \frac{h.b^3}{12}$$

Pour les voiles :

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \quad , \quad I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

Tableau IV.02 *Centre de torsion*

Niveau (m)	$\sum I_{Xi}\,(m^4)$	$\sum I_{Yi}\,(m^4)$	$\sum I_{Yi}.X_i$	$\sum I_{Xi}.Y_i$	$X_R\,(m)$	$Y_R\,(m)$
21.42	1.81	1.80	6.51	7.68	3.62	4.24
18.36	1.81	1.80	6.51	7.68	3.62	4.24
15.3	1.86	1.84	7.29	8.36	3.95	4.5
12.24	1.86	1.84	7.29	8.36	3.95	4.5
9.18	1.86	1.84	7.29	8.36	3.95	4.5
6.12	1.92	1.91	8.08	9.07	4.23	4.72
3.06	1.92	1.91	8.08	9.07	4.23	4.72

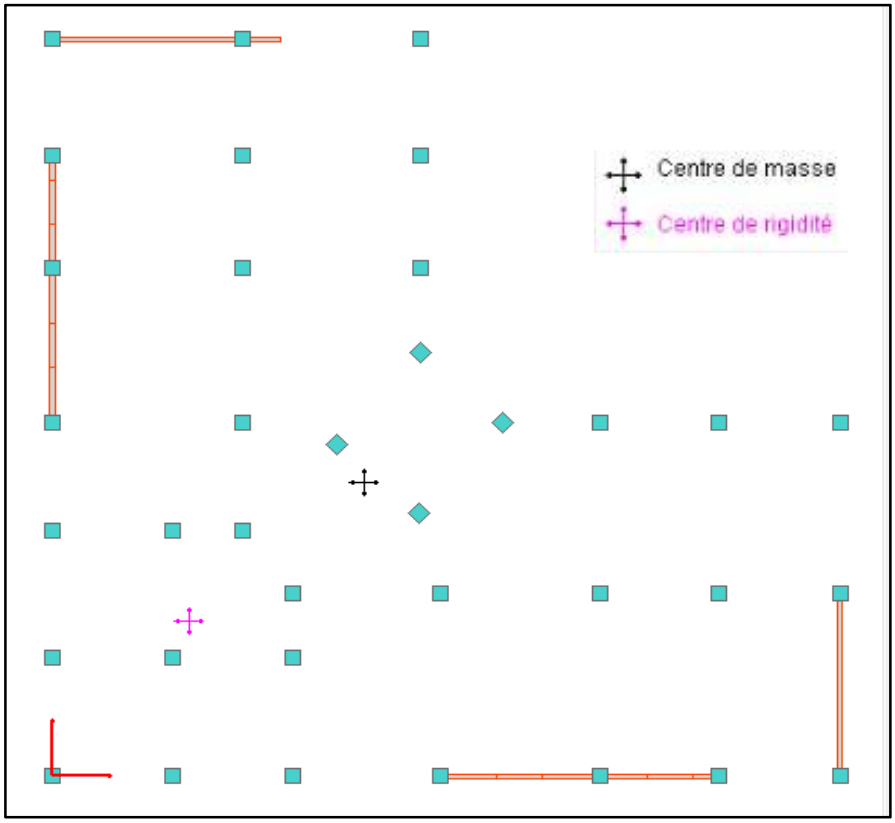


Figure IV.03. *Figure Excentricité théorique*

IV.2.2. Excentricité :

IV.2.2.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_X = |X_G - X_R| \quad ; \quad E_Y = |Y_G - Y_R|$$

Tableau IV.03 *Excentricité théorique*

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$X_G\ (m)$	$X_R\ (m)$	$E_X\ (m)$	$Y_G\ (m)$	$Y_R\ (m)$	$E_Y\ (m)$
21.42	8.20	3.62	4.58	8.02	4.24	3.78
18.36	8.09	3.62	4.47	8.00	4.24	3.76
15.3	8.09	3.95	4.14	8.00	4.50	3.50
12.24	8.09	3.95	4.14	8.01	4.50	3.51
9.18	8.09	3.95	4.14	8.01	4.50	3.51
6.12	8.10	4.23	3.87	8.01	4.72	3.29
3.06	8.10	4.23	3.87	8.01	4.72	3.29

IV.2.2.2. Excentricité accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_X = 0.05\ L_X \\ E_Y = 0.05\ L_Y \end{cases}$$

IV.2.2.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA99] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05\ L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.04 *Excentricité accidentelle*

Niveau (m)	$E_{Xacc}\ (m)$	$E_{Yacc}\ (m)$
21.42	1.09	1.07
18.36	1.09	1.07
15.3	1.09	1.07
12.24	1.09	1.07
9.18	1.09	1.07
6.12	1.09	1.07
3.06	1.09	1.07

Remarque :

L'excentricité théorique est supérieure à l'excentricité accidentelle, donc on prend l'excentricité théorique.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

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

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

(Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000v17.3.0")

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : [RPA99] ►► [Art 4.3] ◄◄

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000v17.3.0" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & Pour \quad 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\frac{Q}{R} & Pour \quad T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : [RPA99] ►► [Tab4.1] ◄◄

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2)

$$A = 0.20$$

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

c) Coefficient de comportement R :

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

Donc : R = 4

Tableau IV.05 *Justification du coefficient de comportement R suivant X*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{x.(poteau)}$ (%)	$T_{x.(voile)}$ (%)
21.42	90.14	9.86	0.00	100
18.36	88.68	11.32	0.00	100
15.3	89.58	10.42	0.00	100
12.24	89.64	10.36	0.00	100
9.18	89.64	10.36	0.00	100
6.12	90.46	9.54	0.00	100
3.06	90.60	9.40	0.00	100

Tableau IV.06 *Justification du coefficient de comportement R suivant Y*

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{y.(poteau)}$ (%)	$T_{y.(voile)}$ (%)
21.42	90.84	9.16	0.00	100
18.36	89.12	10.88	0.00	100
15.3	89.96	10.04	0.00	100
12.24	90.02	9.98	0.00	100
9.18	90.00	10.00	0.00	100
6.12	90.83	9.17	0.00	100
3.06	90.97	9.03	0.00	100

d) Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

- la régularité en plan et en élévation

- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau du RPA (Tab 4.4).

Tableau IV.07 *Facteur de qualité Q*

Critère q	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.10		0.10	
Q	1.10		1.10	

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

IV.4.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

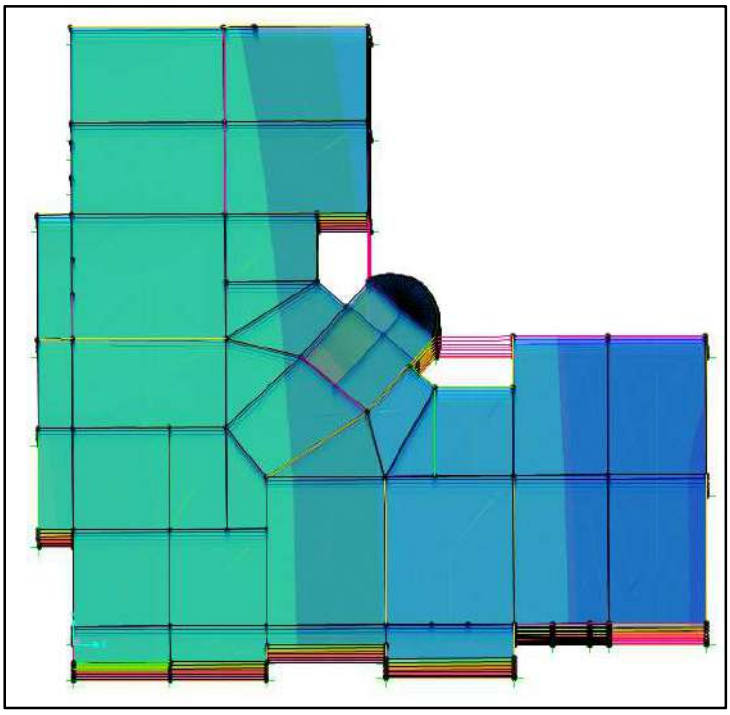


Figure IV.04. *Comportement du 1er mode*

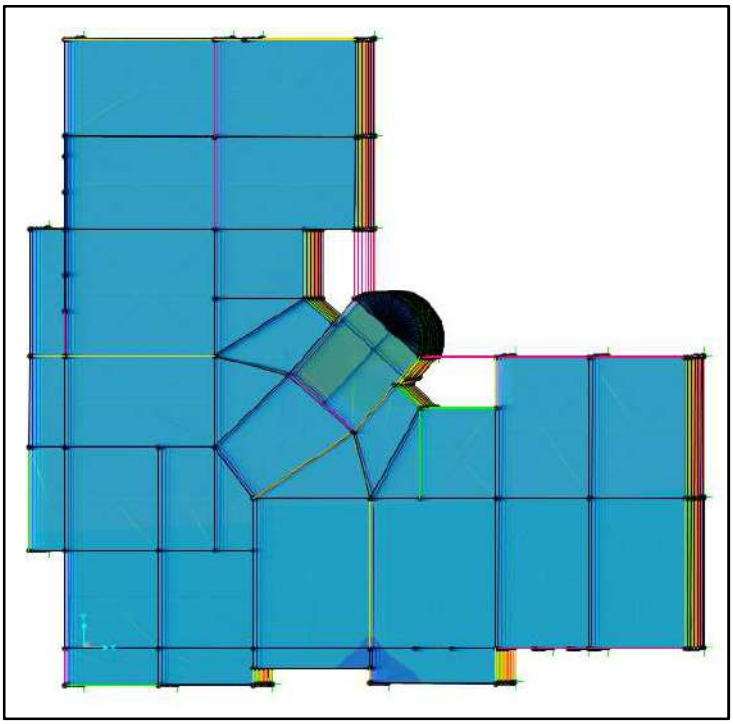


Figure IV.05. *Comportement du 2ème mode*

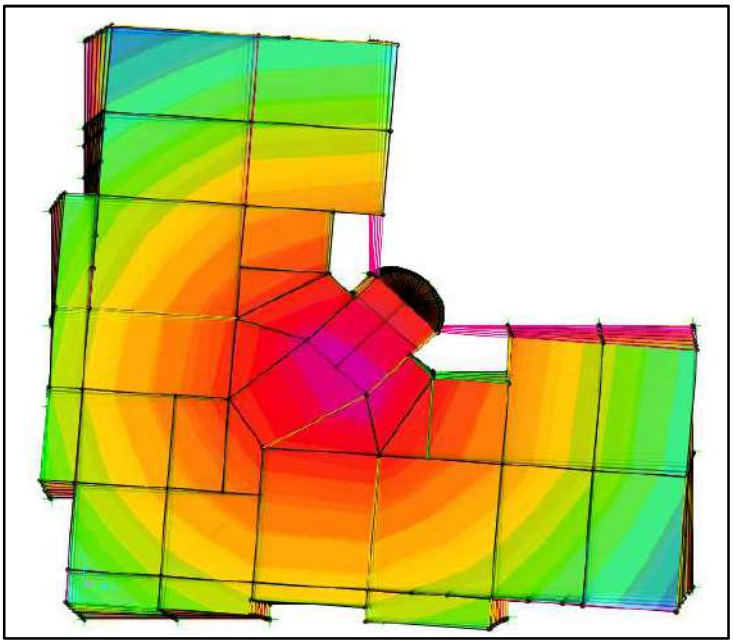


Figure IV.06. *Comportement du 3ème mode*

Tableau IV.08 *Comportement des trois premiers modes*

Mode N°	Période (s)	Participation massique U_x (%)	Participation massiqueU_y (%)	Participation massique R_z (%)	Comportement
1	0.503	0.27	68.51	0.25	Translation suivant l'axe Y
2	0.481	69.14	68.78	0.29	Translation suivant l'axe X
3	0.313	69.14	69.26	67.84	Rotation autour de l'axe Z

IV.4.2. Vérification de la participation massique:

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas ou les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause del'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20\ sec$

Ou:N et le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

[RPA99] ►► [Art 4.3.4] ◄◄

Tableau IV.09 *Vérification de la participation massique*

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.503	0.531	0.27%	68.51%	0.25%
2	0.481	0.984	69.14%	68.78%	0.29%
3	0.313	1.297	69.14%	69.26%	67.84%
4	0.128	1.425	70.05%	89.54%	67.85%
5	0.124	1.549	90.10%	90.49%	68.00%

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au 5ème mode dans les deux directions avec un temps égale à 1.549sec cause de sa la rigidité produit par les voile de contreventement.

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. [RPA99] ►► [Art 4.3.6] ◄◄

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} > 0.8$$

Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale Vdoit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W \quad , \quad V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0.25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & Pour \quad 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & Pour \quad T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0.5\ s$ (site S3)

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : période fondamentale suivant les deux directions..

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \quad ; \quad T_X = T_Y = 0.33\ s \quad \Rightarrow \quad D_X = D_Y = 2.205$$

R : coefficient de comportement global de la structure. $R = 4$

Q : facteur de qualité. $Q_X = Q_Y = 1.10$

W : poids total de la structure.

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad ; \quad W_i = W_{G.i} + \beta W_{Q.i} \quad ; \quad (\beta = 0.2) \quad \Rightarrow \quad W$ =28882.919

Tableau IV.10 *La force sismique par la méthode statique équivalente*

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	$W\ (kN)$	$V_X\ (kN)$	$V_Y\ (kN)$
0.20	2.205	2.205	4	1.10	1.10	28882.919	3502.776	3502.776

Tableau IV.11 *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*

	$V\ (kN)$	$V_t\ (kN)$	V_t/V	$V_t/V \geq 0.8$
Sens X	3502.776	2779.914	0.7936	C.N.V
Sens-Y	3502.776	2758.101	0.7874	C.N.V

On doit augmenter la force dynamique dans le sens X par un facteur qui égale :

$$\frac{0.8\ V_X}{V_{tX}} = 1.009 \Rightarrow V_{tx} = 2804.933\text{kN}$$

On doit augmenter la force dynamique dans le sens Y par un facteur qui égale

$$\frac{0.8\ V_Y}{V_{tY}} = 1.016 \quad \Rightarrow \quad V_{ty} = 2802.231\ \text{kN}$$

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} M_{rxi} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i \quad ; \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} M_{ryi} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i$$

avec :

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

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

Le moment de stabilité égale :

$$M_{Sx} = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} W_i.Y_{Gi} \quad ; \quad M_{Sy} = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} W_i.X_{Gi}$$

avec :

X_G et Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i : la masse du plancher de chaque niveau.

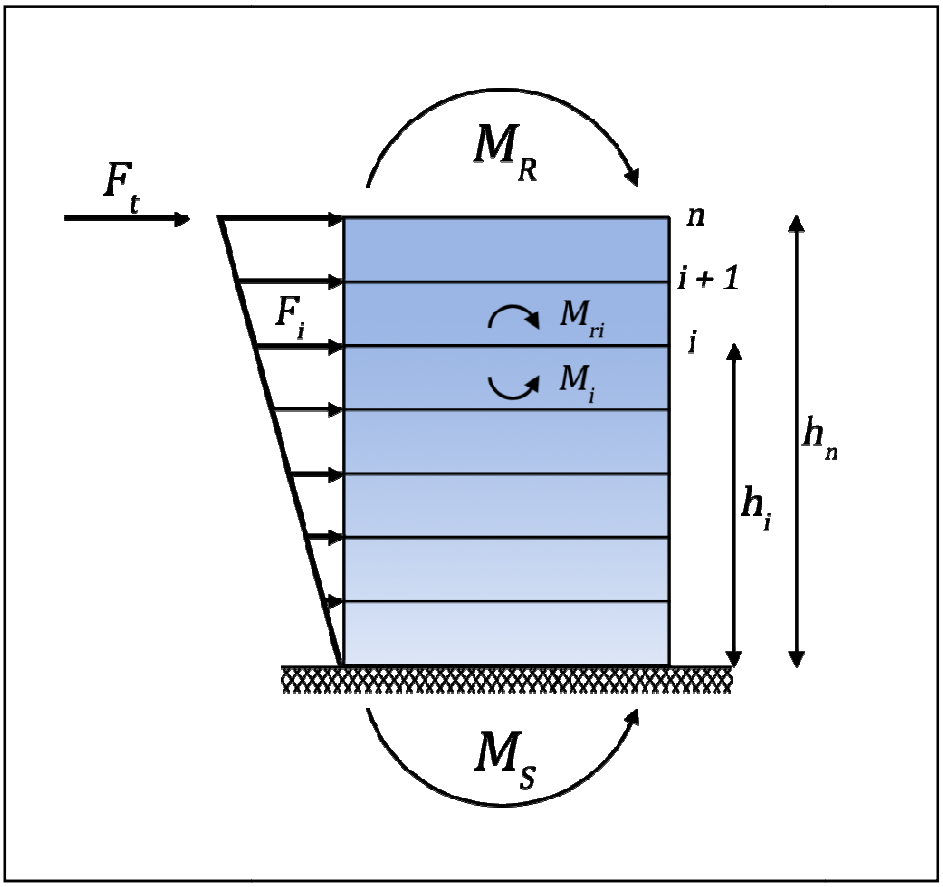


Figure IV.07. *Les forces agissantes sur la stabilité au renversement*

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i . h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i . h_i}(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\, T . V \leq 0.25\, V & si \quad T \geq 0.7\ s \\ 0 & si \quad T < 0.7\ s \end{cases}$$

On a : $T_x = T_y = 0.33\ s \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

Tableau IV.12 *Distribution de la force sismique suivant les deux directions X et Y*

$h_i\ (m)$	$W_i\ (kN)$	$W_i \times h_i$	$F_{ix}\ (kN)$	$F_{iy}\ (kN)$
21.42	3212.54	68812.61	627.36	626.75
18.36	3640.30	66835.91	609.34	608.75
15.3	3699.23	56598.22	516.00	515.50
12.24	3749.84	45898.04	418.45	418.05
9.18	3749.84	34423.53	313.84	313.53
6.12	3804.04	23280.72	212.25	212.04
3.06	3860.60	11813.44	107.70	107.60

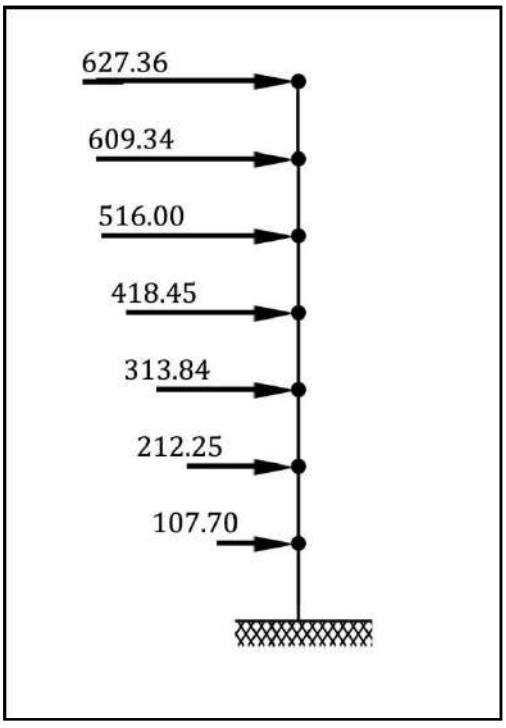


Figure IV.08. *Distribution de la force sismique suivant X*

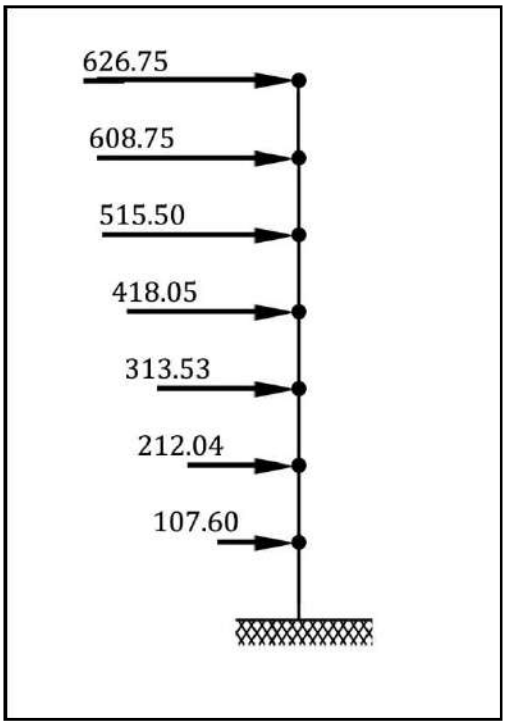


Figure IV.09. *Distribution de la force sismique suivant Y*

Tableau IV.13 *Moment de renversement suivant les deux directions X et Y*

Niveau (m)	$F_{ix}\ (kN)$	$F_{iy}\ (kN)$	$M_{Rxi}\ (kN.m)$	$M_{Ryi}\ (kN.m)$
18.36	627.36	626.75	13424.99	13438.05
15.30	609.34	608.75	11176.65	11187.48
12.24	516.00	515.50	7887.15	7894.80
9.18	418.45	418.05	5116.93	5121.83
6.12	313.84	313.53	2878.21	2881.05
3.06	212.25	212.04	1297.68	1298.97
	107.70	107.60	329.26	329.56
$\sum M_R$			42110.86	42151.74

Tableau IV.14 *Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y*

Niveau (m)	$W_i\ (kN)$	$X_G\ (m)$	$Y_G\ (m)$	$M_{Sxi}\ (kN.m)$	$M_{Syi}\ (kN.m)$
18.36	3212.54	8.20	8.02	25764.57	26342.83
15.30	3640.30	8.09	8.00	29122.40	29450.03
12.24	3699.23	8.09	8.00	29593.84	29926.77
9.18	3749.84	8.09	8.01	30036.22	30336.21
6.12	3749.84	8.09	8.01	30036.22	30336.21
3.06	3804.04	8.10	8.01	30470.36	30812.72
	3860.60	8.10	8.01	30923.41	31270.86
$\sum M_S$				205947.01	208475.62

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

Tableau IV.15 *Vérification de la stabilité au renversement*

	$M_S\ (kN.m)$	$M_R\ (kN.m)$	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$
Au tour de X	205947.01	42110.86	4.89	C.V
Au tour deY	208475.62	42151.74	4.94	C.V

La structure est stable vis à vis au renversement dans les deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étage :

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

$$\delta_K = R.\delta_{ek}[\text{RPA99}] \blacktriangleright\blacktriangleright [\text{Art 4.4.3}] \blacktriangleleft\blacktriangleleft$$

δ_{ek} : déplacementdù aux forces séismiques F_i

R : coefficient de comportement

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

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

Selon le [RPA: Art 5.10], le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible :

$$\Delta_{k(adm)} = 0.01\ h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage .

Tableau IV.16 *Vérification des déplacements inter-étage suivant X*

Niveau (m)	$\delta_{ek}\ (cm)$	$\delta_k\ (cm)$	$\Delta_k\ (cm)$	$\Delta_{k(adm)}\ (cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{k(adm)}$
21.42	1.17	4.68	0.76	3.06	C.V
18.36	0.98	3.92	0.84	3.06	C.V
15.30	0.77	3.08	0.80	3.06	C.V
12.24	0.57	2.28	0.76	3.06	C.V
9.18	0.38	1.52	0.68	3.06	C.V
6.12	0.21	0.84	0.52	3.06	C.V
3.06	0.08	0.32			
0.00	0.00	0.00	0.32	3.06	C.V

Tableau IV.17 *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y*

Niveau (m)	$\delta_{ek}\ (cm)$	$\delta_k\ (cm)$	$\Delta_k\ (cm)$	$\Delta_{k(adm)}\ (cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{k(adm)}$
21.42	1.41	5.64	1.00	3.06	C.V
18.36	1.15	4.64	1.04	3.06	C.V
15.30	0.90	3.60	1.00	3.06	C.V
12.24	0.65	2.60	0.92	3.06	C.V
9.18	0.42	1.68	0.80	3.06	C.V
6.12	0.22	0.88	0.56	3.06	C.V
3.06	0.08	0.32			
0.00	0.00	0.00	0.32	3.06	C.V

IV.4.6. La déformation et la ductilitédu structure :

Art [2.5.5] ◄◄ RPA2003 :

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées.

METHODE STATIQUE EQUIVALENTE ►► [Art 4.2]◄◄ RPA2003

-Principe

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante

- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

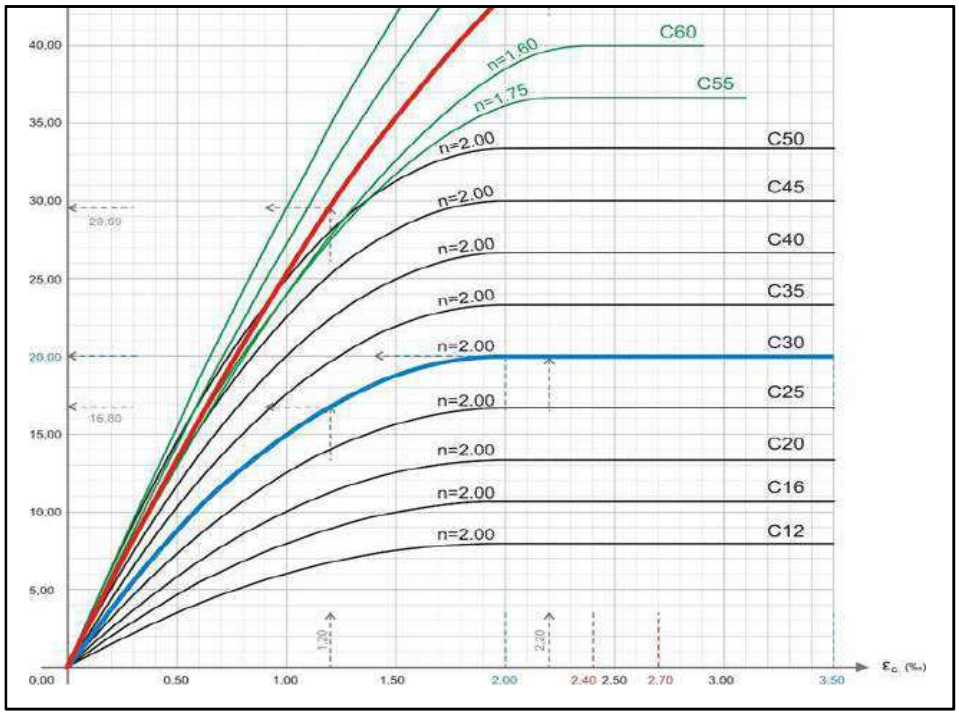


Figure IV.10. *Domaine élastoplastique du béton*

Pour le béton du classe (c25/30) le domaine élastoplastique entre

$[\varepsilon] = 2‰ \text{et} [v] = 3.5‰$. *et on a* : $[\varepsilon] = \frac{\Delta l}{l}$.

Tableau IV.18 *La déformation suivant X et Y*

Niveau (m)	ε_x(‰)	*Domaine*	$\boldsymbol{\varepsilon_y}$(‰)	*Domaine*
21.42	2.48	élastoplastique	3.27	élastoplastique
18.36	2.75	élastoplastique	3.40	élastoplastique
15.30	2.61	élastoplastique	3.27	élastoplastique
12.24	2.48	élastoplastique	3.01	élastoplastique
9.18	2.22	élastoplastique	2.61	élastoplastique
6.12	1.70	élastique	1.83	élastique
3.06	1.05	élastique	1.05	élastique

Les déformations sont inférieure à la limite élastoplastique dans les deux directions du la plus part des étages donc la structure et ses éléments entrée la phase élastoplastique sans perte la résistance et la capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.4.7. Vérification des déplacements en tête:

$$\delta_{réel} = R \times \delta_{théorique} \quad , \quad \delta_{limite} = \frac{H}{250} = \frac{18.36}{250} = 8.56\ cm$$

Tableau IV.19 *Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions*

	$\delta_{théorique}(cm)$	$\delta_{réel}\ (cm)$	$\delta_{limite}\ (cm)$	$\delta_{réel} \leq \delta_{limite}$
Suivant X	1.17	4.68	8.56	C.V
Suivant Y	1.41	5.64	8.56	C.V

IV.4.8. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2ème ordre (ou l'effet P-Δ)peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

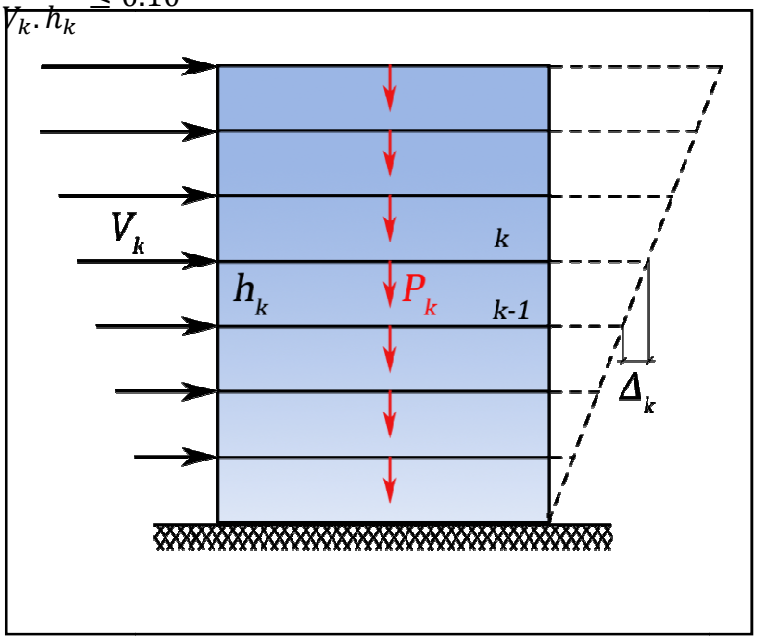


Figure IV.11. *L'effet P-Δ*

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

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

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

h_k: Hauteur de l'étage " k ".

Si $0.10 \leq \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur :$1/(1-\theta_k)$

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

Tableau IV.20 *Vérification de l'effet P-Δ suivant X*

$h_k\ (cm)$	$P_k\ (kN)$	$V_k\ (kN)$	$\Delta_k\ (cm)$	θ	$\theta < 0.10$
306	3212.54	627.36	0.76	0.013	C.V
306	3640.30	609.34	0.84	0.016	C.V
306	3699.23	516.00	0.80	0.019	C.V
306	3749.84	418.45	0.76	0.022	C.V
306	3749.84	313.84	0.68	0.027	C.V
306	3804.04	212.25	0.52	0.030	C.V
306	3860.60	107.70	0.32	0.037	C.V

Tableau IV.21 *Vérification de l'effet P-Δ suivant Y*

$h_k\ (cm)$	$P_k\ (kN)$	$V_k\ (kN)$	$\Delta_k\ (cm)$	θ	$\theta < 0.10$
306	3212.54	626.75	1.04	0.017	C.V
306	3640.30	608.75	1.00	0.020	C.V
306	3699.23	515.50	1.00	0.023	C.V
306	3749.84	418.05	0.92	0.027	C.V
306	3749.84	313.53	0.80	0.031	C.V
306	3804.04	212.04	0.56	0.033	C.V
	3860.60	107.60	0.32	0.038	C.V

IV.4.9. Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Effort normal réduit

B_c : Section brute du béton

Tableau IV.22 *Vérification de l'effort normal réduit suivant X*

Niveau (m)	$N_d\ (kN)$	$B_c\ (mm^2)$	υ	$\upsilon \leq 0.3$
21.42	184.282	144400	0.051	C.V
18.36	399.475	144400	0.111	C.V
15.30	618.525	184900	0.134	C.V
12.24	837.865	184900	0.181	C.V
9.18	1057.835	184900	0.229	C.V
6.12	1281.863	230400	0.223	C.V
3.06	1507.495	230400	0.262	C.V

Tableau IV.23 *Vérification de l'effort normal réduit suivant Y*

Niveau (m)	$N_d\ (kN)$	$B_c\ (mm^2)$	v	$v \leq 0.3$
21.42	190.009	144400	0.053	C.V
18.36	411.222	144400	0.114	C.V
15.30	638.371	184900	0.138	C.V
12.24	866.336	184900	0.187	C.V
9.18	1095.225	184900	0.237	C.V
6.12	1327.299	230400	0.230	C.V
3.06	1558.907	230400	0.271	C.V

IV.4.10. Vérification de cisaillement des éléments :

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

a- Les Poutres :

Selon [CBA93] ►► [Art A.5.1] ◄◄

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

b_0 : La largeur de la poutre

d : La hauteur utile

$$\bar{\tau} = Min\left[0.20\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ MPa\right] \qquad (fissuration\ peu\ nuisible)$$

$$\bar{\tau} = Min\left[0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right] \qquad (fissuration\ préjudiciable)$$

Le type de fissuration et en fonction de l'environnement, l'élément, et la position de l'élément.

b- Les Poteaux :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

Selon [RPA99] ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

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

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & Si \quad \lambda \geq 5 \\ 0.040 & Si \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7h}{\sqrt{I/S}}$$

c- Les Voiles :

Selon [RPA99] ►► [Art 7.7.2] ◄◄

la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau_u = \frac{1.4\, V_u}{b_0 . d}$$

La contrainte limite est égale : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Tableau IV.24 *Vérification de cisaillement des poutres*

Elément	$S\ (cm^2)$	$V_u\ (kN)$	Combinaison	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30*40	124.159	1.35G+1.5Q	1.11	3.33	C.V
Poutre secondaire	30*35	65.869	G+Q+Ey	0.68	2.50	C.V
Poutre palière	30*30	15.941	G+Q+Ey	0.20	3.33	C.V
Chainage	30*30	34.741	1.35G+1.5Q	0.41	3.33	C.V
Longrine	30*30	26.129	1.35G+1.5Q	0.32	2.50	C.V

Tableau IV.25 *Vérification de cisaillement des voiles*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$V_u\ (kN)$	$b_0\ (cm)$	$d\ (cm)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
RDC et 1er	V1	15 × 450	1224.39	15	405.00	2.82	5.00	C.V
	V2	15 × 100	138.24	15	90.00	1.43	5.00	C.V
	V3	15 × 370	816.38	15	333.00	2.29	5.00	C.V
	V4	15 × 260	866.77	15	234.00	3.46	5.00	C.V
2ème et 3èmeet 4émeétage	V1	15 × 455	993.16	15	409.50	2.26	5.00	C.V
	V2	15 × 100	92.92	15	90.00	0.96	5.00	C.V
	V3	15 × 375	569.47	15	337.50	1.57	5.00	C.V
	V4	15 × 265	1004.92	15	238.50	3.93	5.00	C.V
5ème et 6ème étage	V1	15 × 460	498.04	15	414.00	1.12	5.00	C.V
	V2	15 × 100	75.50	15	90.00	0.78	5.00	C.V
	V3	15 × 380	231.73	15	342.00	0.63	5.00	C.V
	V4	15 × 270	209.75	15	243.00	0.81	5.00	C.V

CHAPITRE V

CALCUL

DES

ELEMENTS

SECONDAIRES

V.1. INTRODUCTION :

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

V.1.1. Combinaisons données par le CBA93 :

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

V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G + Q ± E
- 0.8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

Tableau V.01 *Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$	$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$
$\sigma_b = 14.17\ MPa$	$\sigma_s = 348\ MPa$	$\sigma_b = 18.48\ MPa$	$\sigma_s = 400\ MPa$

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1. Introduction :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires) avec les deux situations.

V.2.2. Recommandations du RPA99 version2003 ►► [Art A.7.5.2] ◄◄ :

V.2.2.1. Armatures longitudinales:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø en Zone III.

V.2.2.2. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0.003 St.b

- b : largeur de la poutre.
- St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
  - St ≤ h/2 en zone courante.
  - St ≤min (h/4 ; 12Ø) en zone nodale.

V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence Fe E400.

Tableau V.02 *Ferraillage longitudinal des poutres principales* (30 × 40)

	Endroit	Position	M_u $(kN.m)$	Combinaison	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	Rive	Travée	41.68	G+Q+Ey	0	2.90	3HA14=4.62
		Appui	-77.00	G+Q+Ey	0	5.50	3HA14+ch1HA12=5.75
	Intermédiaire	Travée	75.66	1.35G+1.5Q	0	6.20	3HA14+ ch2HA12=6.88
		Appui	-67.80	1.35G+1.5Q	0	5.50	3HA14+ ch1HA12=5.75
Etage	Rive	Travée	49.65	G+Q+Ex	0	4.00	3HA14+ ch1HA12=5.75
		Appui	-86.22	G+Q+Ey	0	6.20	3HA14+ ch2HA12=6.88
	Intermédiaire	Travée	81.74	1.35G+1.5Q	0	6.80	3HA14+ch2HA12=6.88
		Appui	-77.29	1.35G+1.5Q	0	6.40	3HA14+ch2HA12=6.88

Tableau V.03 *Ferraillage longitudinal des poutres secondaires* (30 × 35)

	Endroit	Position	M_u $(kN.m)$	Combinaison	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	Rive	Travée	41.70	G+Q+Ex	0	3.30	3HA12=3.39
		Appui	-44.18	G+Q+EY	0	3.60	3HA12+ch1HA12=4.52
	Intermédiaire	Travée	36.24	1.35G+1.5Q	0	3.30	3HA12=3.39
		Appui	-32.10	G+Q+Ex	0	2.55	3HA12 =3.39
Etage	Rive	Travée	47.10	G+Q+Ex	0	3.80	3HA12+ch1HA12=4.52
		Appui	-49.71	G+Q+EY	0	4.00	3HA12+ch1HA12=4.52
	Intermédiaire	Travée	46.46	1.35G+1.5Q	0	4.35	3HA12+ch1HA12=4.52
		Appui	-37.73	G+Q+EY	0	3.00	3HA12=3.39

V.2.3.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire, Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

- **Béton :**

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\, MPa$$

- **Acier :**

Dans les poutres de rive, on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\,; 110\sqrt{\eta.\, f_{tj}}\right] = 201.63\, MPa$, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n y'a pas de vérification.

Tableau V.04 *Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales*(30×40)

	Endroit	Position	M_{ser} $(kN.m)$	Type de fissuration	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Rive	Travée	27.43	préjudiciable	4.62	4.03	172.35	Oui	Oui
		Appui	-38.31	préjudiciable	5.75	5.22	194.90	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	55.29	peu nuisible	6.88	7.11	-	Oui	-
		Appui	-49.62	peu nuisible	5.75	6.77	-	Oui	-
Etage	Rive	Travée	34.27	préjudiciable	5.75	4.67	174.35	Oui	Oui
		Appui	-45.10	préjudiciable	6.88	5.80	193.11	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	59.53	peu nuisible	6.88	7.63	-	Oui	-
		Appui	-56.31	peu nuisible	6.88	7.24	-	Oui	-

Tableau V.05 *Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires* (30 × 35)

	Endroit	Position	M_{ser} $(kN.m)$	Type de fissuration	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Rive	Travée	11.22	préjudiciable	3.39	2.42	110.82	Oui	Oui
		Appui	-15.30	préjudiciable	4.52	2.84	98.22	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	26.57	peu nuisible	3.39	5.73	-	Oui	-
		Appui	-11.11	peu nuisible	3.39	2.40	-	Oui	-
Etage	Rive	Travée	17.61	préjudiciable	4.52	3.43	131.74	Oui	Oui
		Appui	-23.64	préjudiciable	4.52	4.39	176.26	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	34.01	peu nuisible	4.52	6.62	-	Oui	-
		Appui	-18.05	peu nuisible	3.39	3.89	-	Oui	-

V.2.3.2. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min} = 0.1\%\ (b \times h)$ [CBA93] ►► [Art B.6.4] ◄◄
- $A_{min} \leq A_{Travée} \leq A_{max}$
- $A_{min} \leq A_{Appui} \leq A_{max}$

Avec :

$A_{min} = 0.5\%(b \times h)$[RPA99v2003] ►► [Art A.7.5.2.1] ◄◄

$A_{max} = 4\%(b \times h)$[RPA99v2003] ►► [Art A.7.5.2.1] ◄◄

Tableau V.06 *Vérification des poutres principales selon le RPA et CBA*

	Endroit	Position	CBA		RPA		
			A_{tendue} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 1.2\ cm^2$	A_{total} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 6\ cm^2$	$\leq A_{max}$ $= 48\ cm^2$
Terrasse	Rive	Travée	4.62	Oui	9.24	Oui	Oui
		Appui	5.75	Oui	10.37	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	4.62	Oui	11.50	Oui	Oui
		Appui	5.75	Oui	10.37	Oui	Oui
Etage	Rive	Travée	4.62	Oui	10.37	Oui	Oui
		Appui	6.88	Oui	11.50	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	4.62	Oui	11.50	Oui	Oui
		Appui	6.88	Oui	11.50	Oui	Oui

Tableau V.07 *Vérification des poutres secondaires selon le RPA et CBA*

	Endroit	Position	CBA		RPA		
			A_{tendue} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 1.05\ cm^2$	A_{total} (cm^2)	$\geq A_{min}$ $= 5.25\ cm^2$	$\leq A_{max}$ $= 42\ cm^2$
Terrasse	Rive	Travée	3.39	Oui	6.78	Oui	Oui
		Appui	4.52	Oui	9.04	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	3.39	Oui	6.78	Oui	Oui
		Appui	3.39	Oui	6.78	Oui	Oui
Etage	Rive	Travée	3.39	Oui	7.91	Oui	Oui
		Appui	4.52	Oui	9.04	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	3.39	Oui	7.91	Oui	Oui
		Appui	3.39	Oui	6.78	Oui	Oui

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence FeE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives et la section d'armatures transversal donnée par les formules suivantes :

D'après le RPA99 v2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4}\ et\ 12\ \emptyset\right) & zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & zone\ courante \end{cases}$$

D'après le CBA93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\ f_{t28}.K)}{0.9\ f_e(cos\ \alpha + sin\ \alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\ ;40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.08 *Calcul des armatures transversales et leurs espacements*

Elément	τ_u (MPa)	CBA93		RPA99 version2003			$S_{adopté}\ (cm)$		$A_{t\ Choisie}$ (cm^2)
		S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (cm)	S' (cm)	A_t (cm^2)	S (cm)	S' (cm)	
P.P (30×40)	1.054	33.75	2.01	10	20	0.90	10	15	4Ø8=2.01
P.S (30×35)	0.545	29.25	2.01	8.75	17.5	0.79	10	15	4Ø8=2.01

V.2.5. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.80$

Tableau V.09 *Vérification préliminaire de la flèche des poutres*

Elément	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
P.P (30×40)	0.080	0.0625	Oui	0.080	0.080	Oui	0.004	0.011	Non
P.S(30×35)	0.083	0.0625	Oui	0.083	0.080	Oui	0.003	0.011	Non

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc il est nécessaire de faire le calcul de vérification de la flèche des poutres principales et secondaires.

Tableau V.10 *Vérification de la flèche des poutres principales*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
6.88	81.74	0.61	316.82	0.627	22.94	192243.06
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
67074.49	113625.57	9.472	16.774	7.302	10.00	Oui

Tableau V.11 *Vérification de la flèche des poutres secondaires*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
4.52	47.1	0.46	320.63	0.543	19.32	122448.39
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
38920.31	67879.55	6.637	11.416	4.779	8.40	Oui

Conclusion :

Les flèches des poutres principales et des poutres secondaires sont inférieures aux flèches admissibles, donc on garde les dimensions et les sections d'armatures calculées.

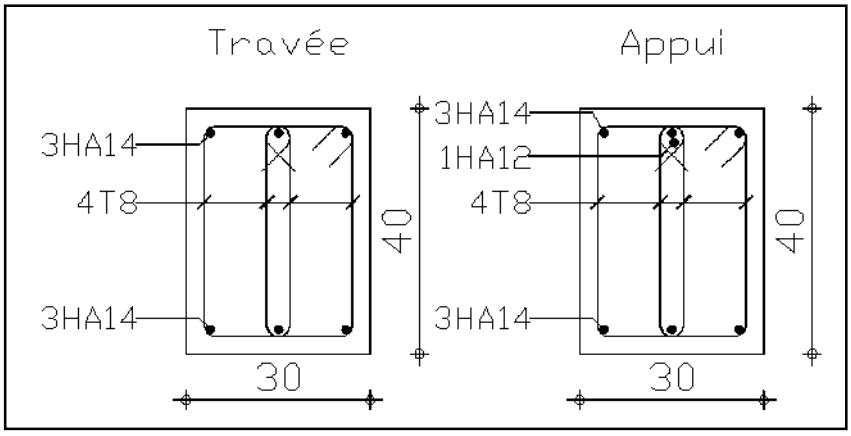


Figure V.01. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse

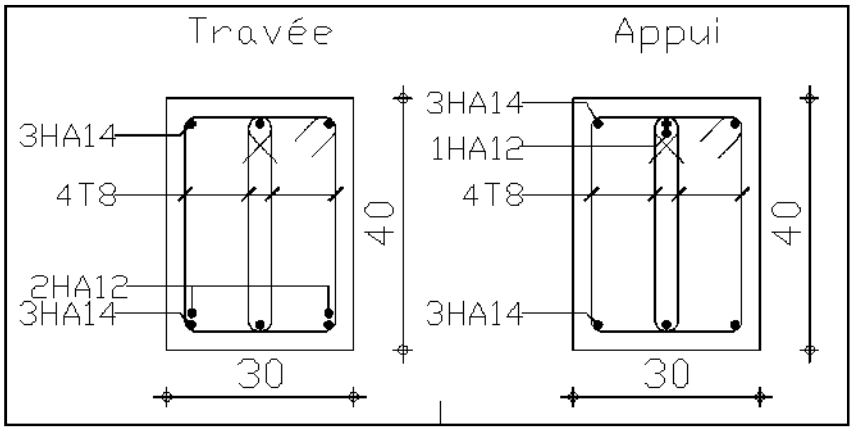


Figure V.02. *Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse*

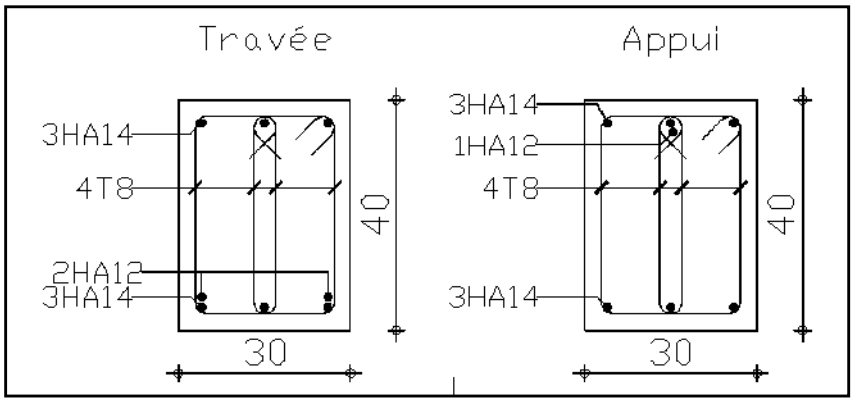


Figure V.03. *Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant*

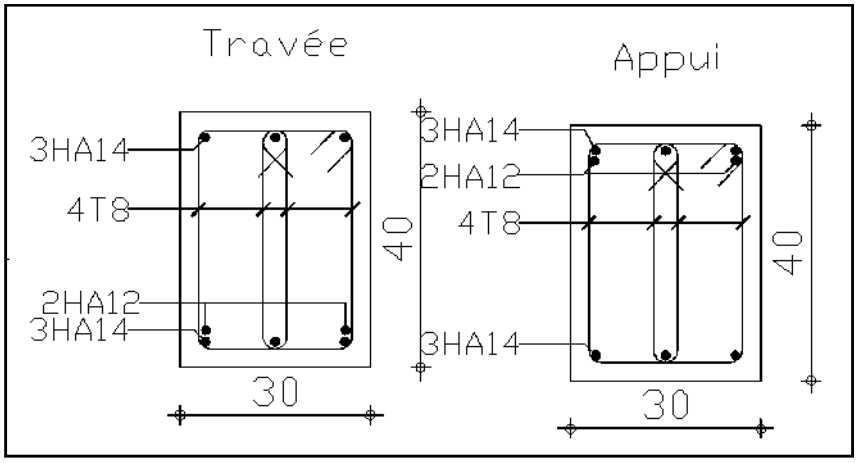


Figure V.04. *Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage courant*

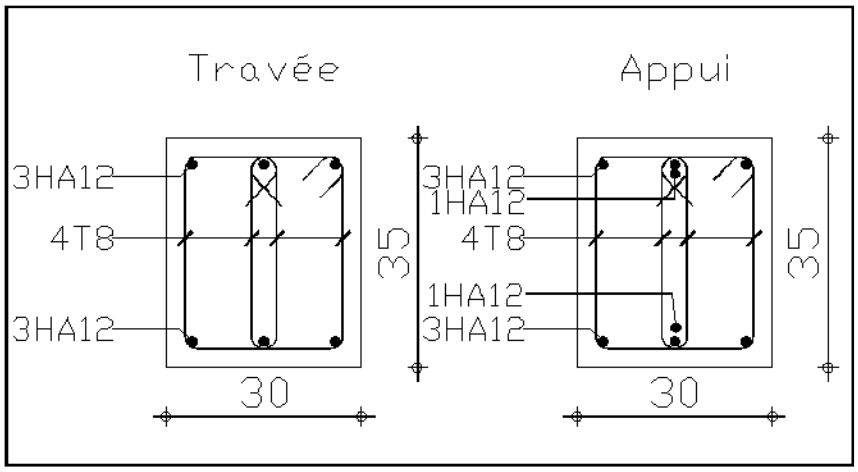


Figure V.05. *Ferraillage des poutres secondaires de rive de terrasse*

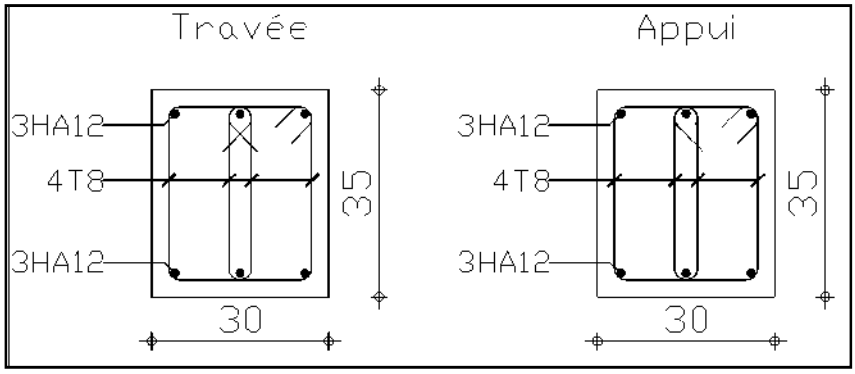


Figure V.06. *Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires de terrasse*

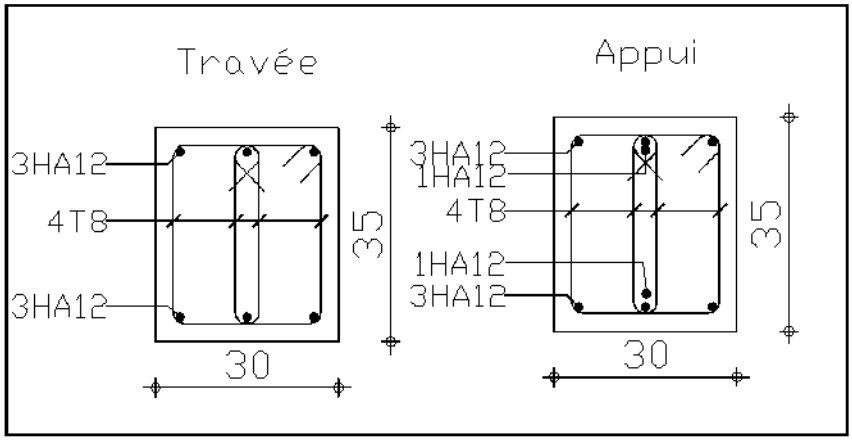


Figure V.07. *Ferraillage des poutres secondaires de rive de l'étage courant*

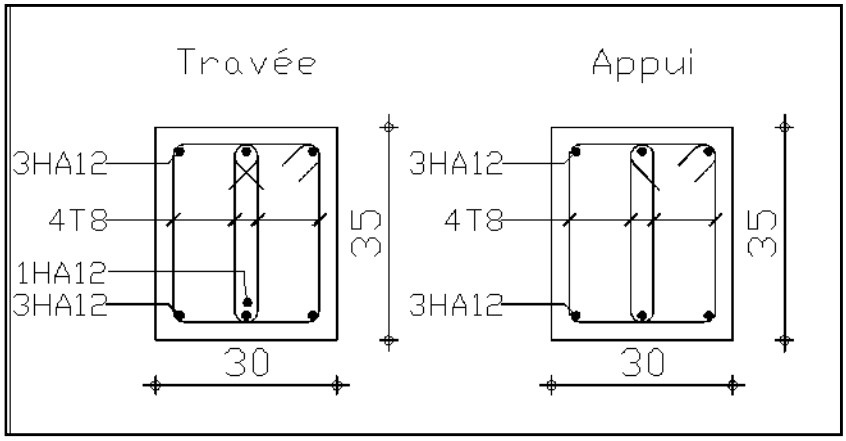


Figure V.08. *Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires de l'étage courant*

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales seulement, donc le calcul de ferraillage se fait en compression simple ou traction simple.

V.3.1. Armatures longitudinales :

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements :

a) Selon le CBA93 :

$$A_l = Min \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 0.5\% \qquad \text{(B : section de béton comprimé)} \end{cases}$$

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

b) Selon le RPA99 version2003 : [Art 7.4.2.1]

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

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 3\% \qquad \text{(zone courante)}$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\% \qquad \text{(zone de recouvrement)}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

he : la hauteur d'étage.

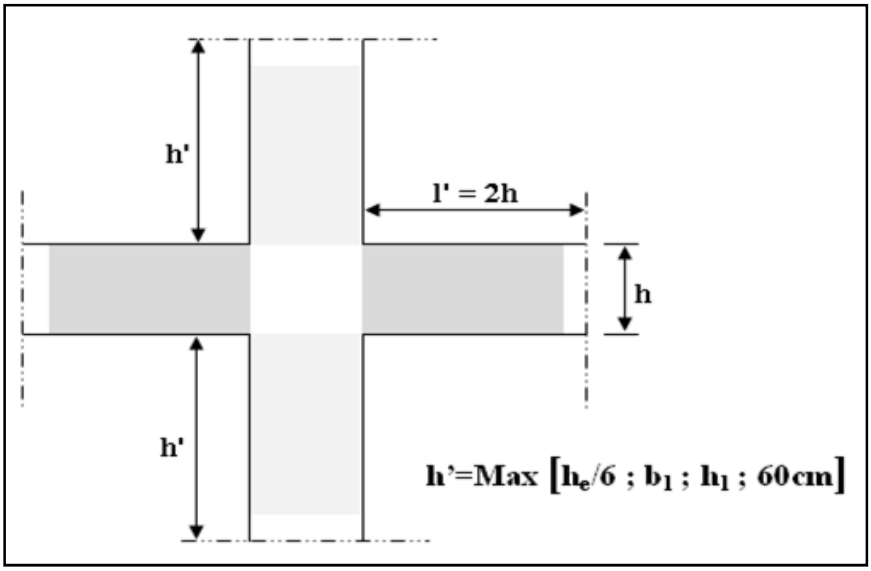


Figure V.09. *La zone nodale dans les poteaux*

Tableau V.12 *Ferraillage des poteaux*

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	A (cm^2)	$A_{\min RPA}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
$6^{éme}(40\times40)$	N_{max}	1.35G+1.5Q	250.654	6.40	14.40	4HA14+8HA12=15.21
$5^{éme}$ (40×40)	N_{max}	1.35G+1.5Q	543.892	6.40	14.40	4HA14+8HA12=15.21
$4^{éme}(45\times45)$	N_{max}	1.35G+1.5Q	842.789	7.20	18.23	12HA14=18.47
$3^{éme}(45\times45)$	N_{max}	1.35G+1.5Q	1142.496	7.20	18.23	12HA14=18.47
$2^{éme}(45\times45)$	N_{max}	1.35G+1.5Q	1443.623	7.20	18.23	12HA14=18.47
$1^{ér}(50\times50)$	N_{max}	1.35G+1.5Q	1751.097	8.00	22.50	12HA16=24.13
$RDC(50\times50)$	N_{max}	1.35G+1.5Q	2061.597	8.00	22.50	12HA16=24.13

V.3.1.2. Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on doit faire la vérification des contraintes à l'E.L.S.

Contrainte limite du béton :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\, MPa$$

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Contrainte limite d'acier :

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire
- préjudiciable (pour les poteaux de rive) :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\,;110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\, MPa$$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.13 *Vérification des poteaux à l'E.L.S*

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
$6^{éme}(40\times40)$	N_{max}	G+Q	183.572	15.21	1.00	15.07	Oui
$5^{éme}(40\times40)$	N_{max}	G+Q	397.64	15.21	2.18	32.63	Oui
$4^{éme}(45\times45)$	N_{max}	G+Q	615.895	18.47	2.68	40.14	Oui
$3^{éme}(45\times45)$	N_{max}	G+Q	834.743	18.47	3.63	54.40	Oui
$2^{éme}(45\times45)$	N_{max}	G+Q	1054.633	18.47	4.59	68.72	Oui
$1^{ér}(50\times50)$	N_{max}	G+Q	1279.212	24.13	4.47	67.05	Oui
$RDC(50\times50)$	N_{max}	G+Q	1505.997	24.13	5.27	78.94	Oui

Tableau V.14 *Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements*

Niveau	Section (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
$6^{éme}$	(40×40)	15.21	1.60	14.40	Oui
$5^{éme}$	(40×40)	15.21	1.60	14.40	Oui
$4^{éme}$	(45×45)	18.47	2.03	18.23	Oui
$3^{éme}$	(45×45)	18.47	2.03	18.23	Oui
$2^{éme}$	(45×45)	18.47	2.03	18.23	Oui
$1^{ér}$	(50×50)	24.13	2.50	22.50	Oui
RDC	(50×50)	24.13	2.50	22.50	Oui

V.3.2. Armatures transversales :

D'après le RPA99 version2003 [Art A.7.4.2.2] les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

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

T_u : effort tranchant

h_1 : hauteur totale de la section brute

t : espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10\ cm \text{zone nodale} \\ Min[b_1/2\ ;\ h_1/2\ ; 10\emptyset_l] \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: diamètre minimale des armatures longitudinales

ρ_a : coefficient correcteur en fonction des l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = 2.5 \qquad si \quad \lambda > 5$$

$$\rho_a = 3.75 \qquad si \quad \lambda \leq 5$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.3\% \quad si \quad \lambda > 5$$

$$0.3\% \leq \frac{A_t}{t.b_1} \leq 0.8\% \quad si \quad 3 \leq \lambda \leq 5$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.8\% \quad si \quad \lambda \leq 3$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Tableau V.15 *Ferraillage transversal des poteaux*

Niveau	Section (cm^2)	*Zone*		$S_t(cm)$ *RPA*	$A_t(cm^2)$ *RPA*	$S_{t.choisie}$ (cm)	$A_{t.choisie}$ (cm^2)
$6^{éme}$	(40×40)	Nodale	18.55	10	4Ø8=2.01	10	4Ø8=2.01
		Courante	18.55	12	4Ø8=2.01	15	4Ø8=2.01
$5^{éme}$	(40×40)	Nodale	18.55	10	4Ø8=2.01	10	4Ø8=2.01
		Courante	18.55	12	4Ø8=2.01	15	4Ø8=2.01
$4^{éme}$	(45×45)	Nodale	16.49	10	4Ø8=2.01	10	4Ø8=2.01
		Courante	16.49	14	4Ø8=2.01	15	4Ø8=2.01
$3^{éme}$	(45×45)	Nodale	16.49	10	4Ø8=2.01	10	4Ø8=2.01
		Courante	16.49	14	4Ø8=2.01	15	4Ø8=2.01
$2^{éme}$	(45×45)	Nodale	16.49	10	4Ø8=2.01	10	4Ø8=2.01
		Courante	16.49	14	4Ø8=2.01	15	4Ø8=2.01
$1^{ér}$	(50×50)	Nodale	14.84	10	4Ø8=2.01	10	4Ø8=2.01
		Courante	14.84	16	4Ø8=2.01	15	4Ø8=2.01
RDC	(50×50)	Nodale	14.84	10	4Ø8=2.01	10	4Ø8=2.01
		Courante	14.84	16	4Ø8=2.01	15	4Ø8=2.01

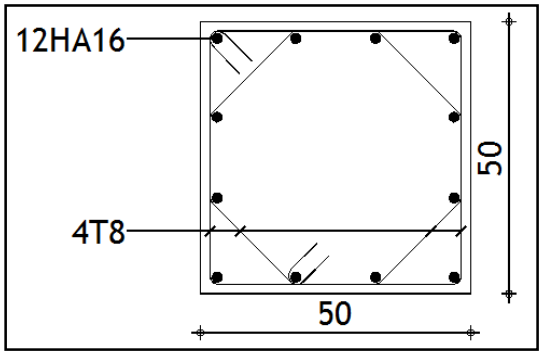


Figure V.10. *Ferraillage poteaux 50*50*

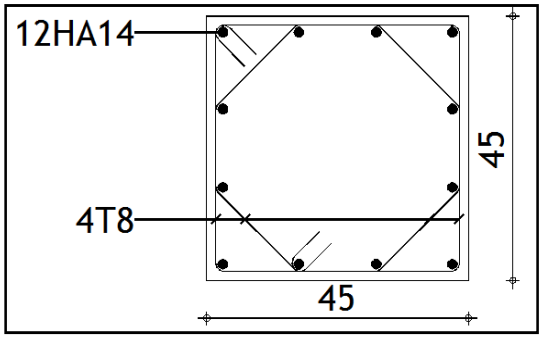


Figure V.11. *Ferraillage poteaux 45*45*

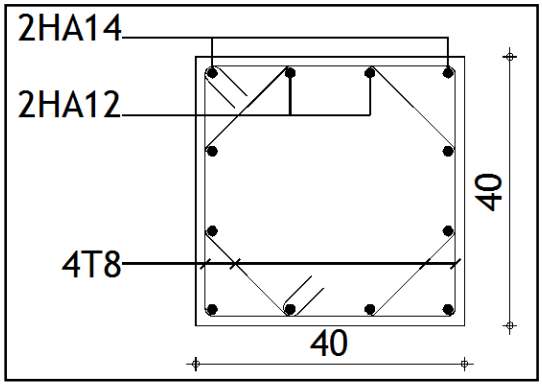


Figure V.12. *Ferraillage poteaux 40*40*

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés pour :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer la stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

V.4.1. Les voiles pleins :

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

V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.1. Les trumeaux:

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé CBA93.

- Le calcul en flexion composé avec M et N permet de déterminer les aciers verticaux.
- Le calcule en effort tranchant V permet de déterminer les aciers horizontaux.

V.4.2.2. Les linteaux :

$$On\ \text{à}\ :\qquad \tau_b = \frac{1.4\ V_u}{b_0 \times d}$$

On distingue deux cas :

a) Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$:

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

b) Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$:

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D)à disposer obligatoirement.

V.4.3. Recommandation selon les règlements :

V.4.3.1. Armatures verticales :

L'acier choisi pour le ferraillage est de type haute adhérence FeE400.

a) Selon le CBA93 :

$$0.1\% \leq \frac{2A_v}{a.b} \leq 5\%$$

A_v : Section d'armatures verticales

a : épaisseur du voile

b : largeur de la zone tendue du voile

b) Selon leRPA99 version2003 ►► [Art A.7.7.4] ◄◄ :

$A_{min} \geq 0.20\% \times B_t$ (B_t: la section horizontale tendue du voile).

$A_{min} \geq 0.15\% \times B$ (B: lasection globale du voile).

$A_{min} \geq 0.10\% \times B_c$ (B_c: lasection courante du voile).

$S_v \leq Min[1.5a\ ;\ 30cm]$ (S_v: l'espacement des barres verticales).

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ S_v/2 & \text{(zone d'extrémité= } L/10) \end{cases}$$

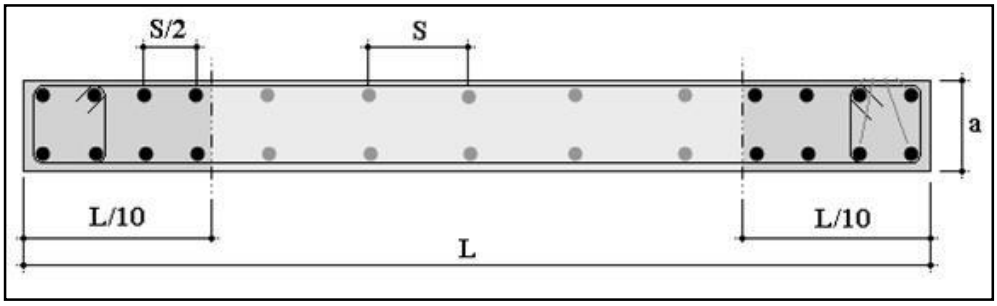


Figure V.13. *Disposition des armatures verticales des voiles*

V.4.3.2. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h)disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

a) Selon le CBA93 :

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

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales

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

$$\overline{\tau_b} = Min\left[0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right] \quad (fissuration\ préjudiciable)$$

b) Selon le RPA99 version2003 :

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

V.4.3.3. Armatures transversales :

les armatures transversales des voiles sont des armatures ronds lisses de nuance FeE235, elles sont perpendiculaires aux faces du refends, elles relient les deux nappes d'armatures. Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Autres recommandations : (CBA93 et RPA99 version2003)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40∅ : Pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.
- 20∅ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10∅dans l'extrémité de l'armature.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile.

Tableau V.16 *Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$	$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$
$\sigma_b = 14.17\ MPa$	$\sigma_s = 348\ MPa$	$\sigma_b = 18.48\ MPa$	$\sigma_s = 400\ MPa$

V.4.4. Ferraillage des voiles pleins :

V.4.4.1. Armatures verticales :

Tableau V.17 *Calcul des armatures verticales des voiles pleins*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{calculée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC et $1^{èr}$ Etage	V1	15×450	1052.12	6471.39	49.66	20	2×23HA12=52.02
	V2	15×100	1232.51	249.50	9.20	20	2×5HA12=11.30
$2^{ème}$, $3^{ème}$ *et* $4^{ème}$ étage	V1	15×455	806.44	4142.47	37.60	20	2×23HA12=52.02
	V2	15×100	709.24	156.33	9.20	20	2×5HA12=11.30
$5^{ème}$et $6^{ème}$ Etage	V1	15×460	340.26	1083.45	37.60	20	2×23HA12=52.02
	V2	15×100	157.49	115.81	9.20	20	2×5HA12=11.30

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\ MPa \qquad et \qquad \overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.\, f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$$

Alors on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ *et* $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.18 *Vérification des contraintes à l'E.L.S*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC et $1^{èr}$ étage	V1	15×450	1042.10	138.71	2×26.01	1.59	23.80	Oui
	V2	15×100	229.81	24.74	2×5.65	2.13	31.45	Oui
$2^{ème}$, $3^{ème}$ *et* $4^{ème}$ étage	V1	15×455	798.15	31.77	2×26.01	1.10	16.42	Oui
	V2	15×100	157.96	45.09	2×5.65	2.40	34.81	Oui
$5^{ème}$et $6^{ème}$ étage	V1	15×460	336.28	48.11	2×26.01	0.51	7.58	Oui
	V2	15×100	67.93	44.91	2×5.65	2.21	40.13	Oui

Tableau V.19 *Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
RDC et1er étage	V1	15×450	2×23HA12=52.02	3.38	10.13	Oui
	V2	15×100	2×5HA12=11.30	0.75	2.25	Oui
$2^{ème}$et $3^{ème}$ étage	V1	15×455	2×23HA12=52.02	3.42	10.24	Oui
	V2	15×100	2×5HA12=11.30	0.75	2.25	Oui
$4^{ème}$et $5^{ème}$ étage	V1	15×460	2×23HA12=52.02	3.45	10.35	Oui
	V2	15×100	2×5HA12=11.30	0.75	2.25	Oui

V.4.4.2. Armatures horizontales :

Tableau V.20 *Calcul des armatures horizontales des voiles pleins*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{calculée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V1	15×450	13.01	15	2×7HA12=15.84
	V2	15×100	2.83	15	2×7HA12=15.84
$1^{èr}$ et $2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V1	15×455	13.01	15	2×7HA12=15.84
	V2	15×100	2.83	15	2×7HA12=15.84
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V1	15×460	13.01	15	2×7HA12=15.84
	V2	15×100	2.83	15	2×7HA12=15.84

V.4.4.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles). Ces derniers sont destinés pour empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

Dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \emptyset_v/3$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$$\emptyset_v = 10mm \quad \Rightarrow \quad \emptyset_t \geq 10/3 = 3.33mm \quad \Rightarrow \quad On\ adopte : \emptyset_t = 6mm.$$

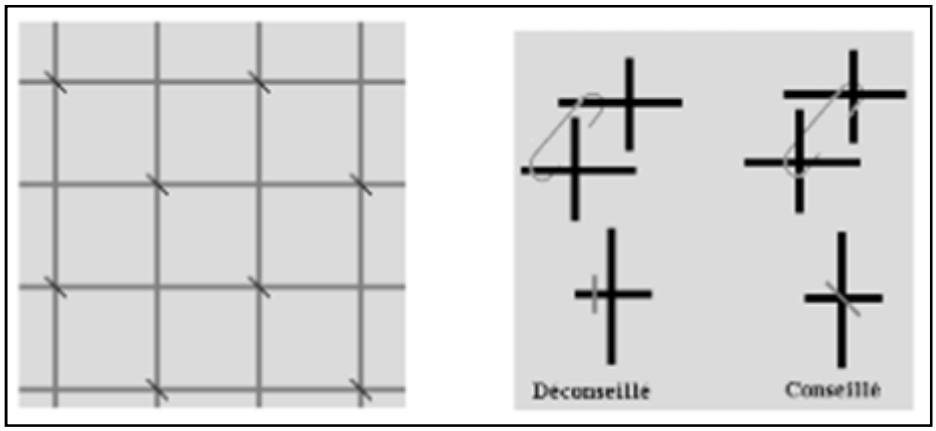


Figure V.14. *Disposition des épingles*

La zone de recouvrement des voiles est : $L_r = 50\ \emptyset = 50\ cm$

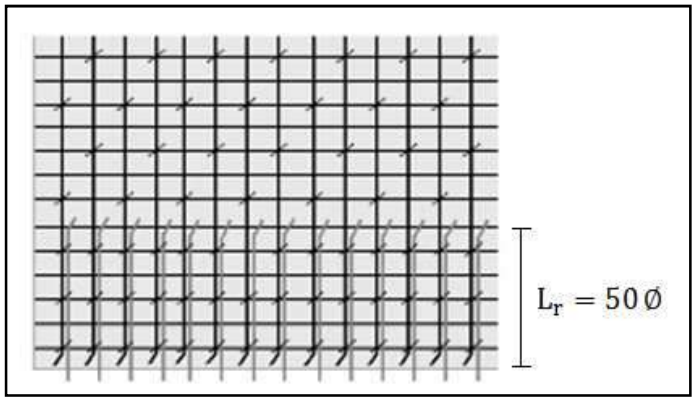


Figure V.15. *La zone de recouvrement des voiles*

V.4.5. Ferraillage des Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.5.1. Les trumeaux :

V.4.5.1.1. Armatures verticales :

Tableau V.21 *Calcul des armatures verticales des trumeaux*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{calculée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V3	15 × 370	1668.25	629.71	11.20	20	2×7HA12=15.84
	V4	15 × 260	1091.65	356.53	9.20	20	2×6HA12=13.58
$1^{èr}$ et $2^{ème}$et $3^{ème}$ étage	V3	15 × 375	1286.98	525.50	11.40	20	2×7HA12=15.84
	V4	15 × 265	751.00	396.08	9.40	20	2×6HA12=13.58
$4^{ème}$et $5^{ème}$ étage	V3	15 × 380	393.74	316.13	11.60	20	2×7HA12=15.84
	V4	15 × 270	243.41	248.76	9.60	20	2×6HA12=13.58

Tableau V.22 *Vérification des contraintes à l'E.L.Sdestrumeaux*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V3	15 × 370	459.11	0.45	2×7.92	2.19	32.73	Oui
	V4	15 × 260	445.41	26.47	2×6.79	3.40	50.25	Oui
$1^{èr}$ et $2^{ème}$et $3^{ème}$ étage	V3	15 × 375	354.37	32.50	2×7.92	2.25	33.30	Oui
	V4	15 × 265	342.28	29.78	2×6.79	2.80	41.39	Oui
$4^{ème}$et $5^{ème}$ étage	V3	15 × 380	149.58	46.96	2×7.92	1.53	22.39	Oui
	V4	15 × 270	144.08	24.55	2×6.79	1.47	21.57	Oui

Tableau V.23 *Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
RDC	V3	15 × 370	2×7HA12=15.84	0.94	2.81	Oui
	V4	15 × 260	2×6HA12=13.58	0.75	2.25	Oui
$1^{èr}$ et $2^{ème}$et $3^{ème}$ étage	V3	15 × 375	2×7HA12=15.84	0.96	2.87	Oui
	V4	15 × 265	2×6HA12=13.58	0.77	2.30	Oui
$4^{ème}$et $5^{ème}$ étage	V3	15 × 380	2×7HA12=15.84	0.98	2.93	Oui
	V4	15 × 270	2×6HA12=13.58	0.79	2.35	Oui

V.4.5.1.2. Armatures horizontales :

Tableau V.24 *Calcul des armatures horizontales des trumeaux*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{calculée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V3	15×370	3.96	20	2×6HA10=9.42
	V4	15×260	3.40	20	2×6HA10=9.42
$1^{èr}$ et $2^{ème}$et $3^{ème}$ étage	V3	15×375	3.96	20	2×6HA10=9.42
	V4	15×265	3.40	20	2×6HA10=9.42
$4^{ème}$et $5^{ème}$ étage	V3	15×380	3.96	20	2×6HA10=9.42
	V4	15×270	3.40	20	2×6HA10=9.42

V.4.5.2. Les linteaux :

V.4.5.2.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$:

a) Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{(h - 2d').f_e}$$

$$M = 1.4\ M_u$$

h : La hauteur totale du linteau.

d' : La distance d'enrobage.

b) Aciers transversaux :

$$\lambda = \frac{l}{h} \begin{cases} \lambda > 1 \quad \Rightarrow \quad \text{Linteaux longs} \\ \lambda \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{Linteaux courts} \end{cases}$$

l : portée du linteau.

Linteaux longs :

$$S \leq \frac{A_t \,.\, f_e (h - 2d')}{1.4\, V_u}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

Linteaux courts :

$$S \leq \frac{A_t \,.\, f_e . l}{V + A_t \,.\, f_e}$$

$$V = Min\left[2V_u \;\; ; \;\; \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}\right]$$

Avec M_{ci}et M_{cj}moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij}et calculés par :

$$M_c = A_l \,.\, f_e (h - 2d')$$

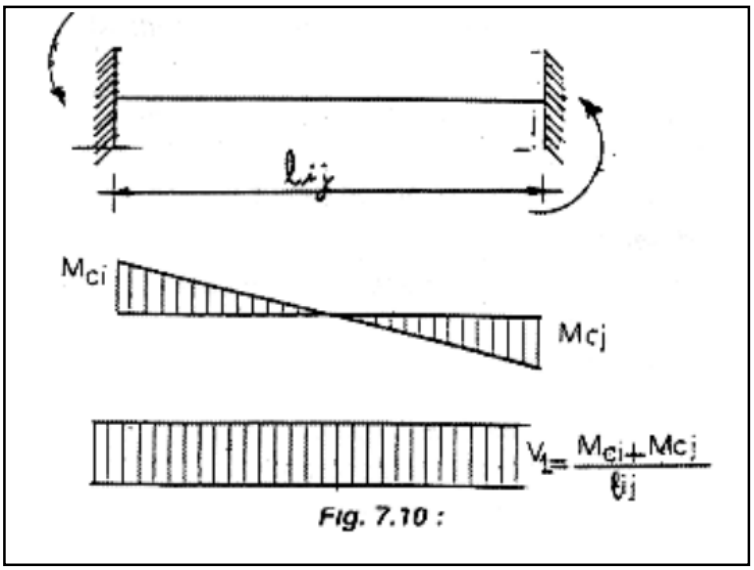


Figure V.16. *Moments et efforts tranchants dans les linteaux*

V.4.5.2.2. Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$:

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \, sin\alpha}$$

$$tg\alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

Ferraillage minimal selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ :

$(A_l\ ; A'_l) \geq 0.0015\ b.h$

$A_c \geq 0.0020\ b.h$

$A_t \geq 0.0015\ b.S \qquad si \quad \tau_b \leq 0.025\ f_{c28}$

$A_t \geq 0.0025\ b.S \qquad si \quad \tau_b > 0.025\ f_{c28}$

$A_D \geq 0.0015\ b.h \qquad si \quad \tau_b > 0.06\ f_{c28}$

$A_D \geq 0 \qquad si \quad \tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$

Tableau V.25 *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux*

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	l (cm)	V (kN)	M $(kN.m)$	τ_b (MPa)	Mode de travaille
RDC - $1^{èr}$	V3	15	86	120	568.63	323.86	6.48	Traction/Compression
	V4	15	166	120	591.39	298.49	3.69	Traction/Compression
$1^{èr}$- $2^{ème}$	V3	15	86	120	540.33	346.51	6.13	Traction/Compression
	V4	15	166	120	586.83	293.58	3.67	Traction/Compression
$2^{ème}$ - $3^{ème}$	V3	15	86	120	470.69	328.77	5.90	Traction/Compression
	V4	15	166	120	518.97	266.05	3.24	Traction/Compression
$3^{ème}$ - $4^{ème}$	V3	15	86	120	450.54	284.95	5.65	Traction/Compression
	V4	15	166	120	439.17	224.75	2.74	Traction/Compression
$4^{ème}$ - $5^{ème}$	V3	15	86	120	420.81	224.37	4.90	Traction/Compression
	V4	15	166	120	343.66	172.64	2.15	Traction/Compression
$5^{ème}$ - $6^{ème}$	V3	15	86	120	377.87	153.33	4.01	Traction/Compression
	V4	15	166	120	229.47	116.99	1.43	Flexion Simple.
$6^{ème}$	V3	15	86	120	305.35	69.00	3.18	Traction/Compression
	V4	15	65	120	63.27	33.71	0.99	Flexion Simple.

Tableau V.26 *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux*

Niveau	Voile	$A_{calculée}$ (cm^2)				$A_{choisie}$ (cm^2)				S (cm)
		A_l	A_t	A_c	A_D	A_l	A_t	A_c	A_D	
RDC - $1^{èr}$	V3	1.94	0.56	2.58	12.25	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×3HA10 =4.71	2×4HA14 =12.32	15
	V4	3.74	0.56	4.98	9.12	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA14 =12.32	15
$1^{èr}$ - $2^{ème}$	V3	1.94	0.56	2.58	11.65	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×3HA10 =4.71	2×4HA14 =12.32	15
	V4	3.74	0.56	4.98	9.05	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA12 =9.05	15
$2^{ème}$ - $3^{ème}$	V3	1.94	0.56	2.58	10.15	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×3HA10 =4.71	2×4HA14 =12.32	15
	V4	3.74	0.56	4.98	8.00	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA12 =9.05	15
$3^{ème}$ - $4^{ème}$	V3	1.94	0.56	2.58	9.71	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×3HA10 =4.71	2×4HA14 =12.32	15
	V4	3.74	0.56	4.98	6.77	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA12 =9.05	15
$4^{ème}$ - $5^{ème}$	V3	1.94	0.56	2.58	9.07	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×3HA10 =4.71	2×4HA14 =12.32	15
	V4	3.74	0.56	4.98	5.30	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×7HA10 =11.00	2×4HA10 =6.28	15
$5^{ème}$ - $6^{ème}$	V3	1.94	0.56	2.58	8.11	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×3HA10 =4.71	2×4HA12 =9.05	15
	V4	2.54	1.57	4.98	0.00	2×2HA12 =4.52	2Ø10 =1.57	2×7HA10 =11.00	0.00	15
$6^{ème}$	V3	1.94	0.56	2.58	6.58	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01	2×3HA10 =4.71	2×4HA12 =9.05	15
	V4	1.93	1.57	1.95	0.00	2×2HA12 =4.52	2Ø10 =1.57	2×7HA10 =11.00	0.00	15

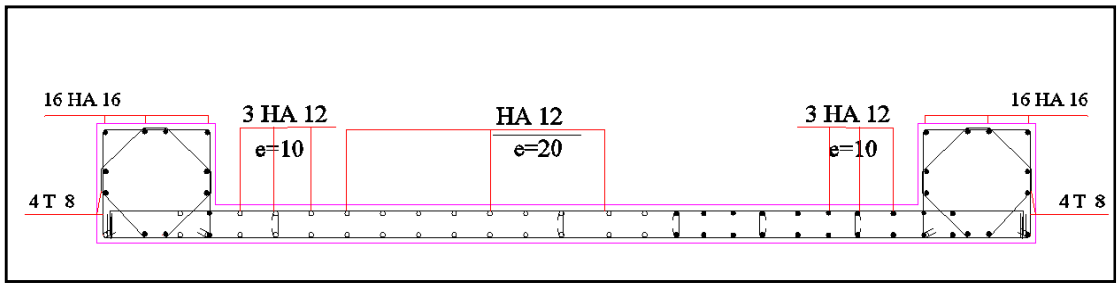


Figure V.17. *Ferraillage du voile V1*

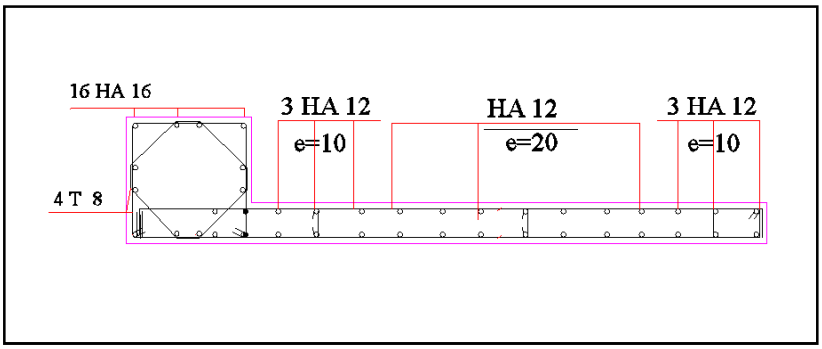


Figure V.18. *Ferraillage du voile V2*

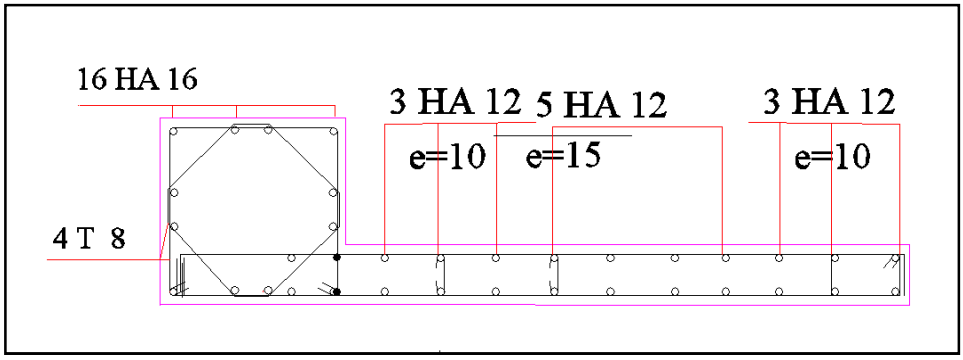


Figure V.19. *Ferraillage du voile V3*

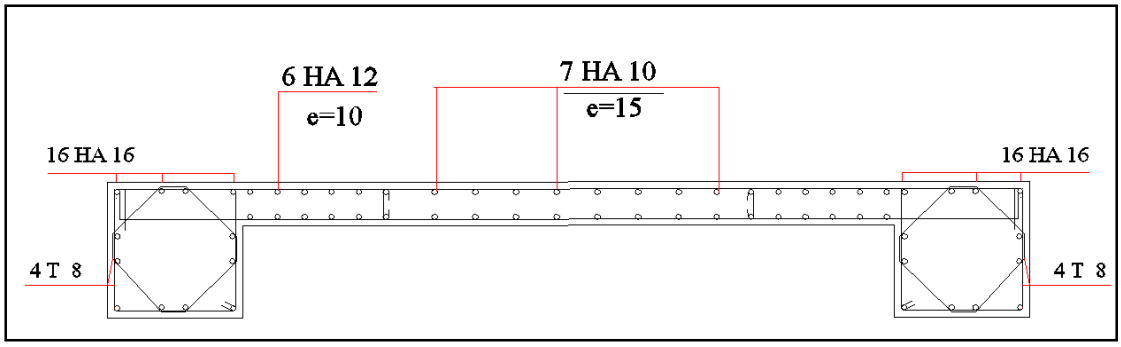


Figure V.20. *Ferraillage du voile V4*

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION :

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

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

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

VI.2. TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, ...)
- Fondations semi profondes (puits)
- Fondations profondes (pieux)

VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL :

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

Les caractéristiques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donnée par le laboratoire "BEN ABDI AHMED –BET STABILITE DES SITES MECANIQUES SOLS ET GEOTECHNIQUE ".

VI.3.1. Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée q_L, est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement. Elle est donnée par :

$$q_L = R_P/\beta$$

Avec β : coefficient de portance compris entre 5 et 7.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prenne en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée q_{adm} et telle que : $q_{adm} = q_L/F$; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

En tenant compte de ces deux coefficients (β et F), la valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule :

$$q_{adm} = \frac{R_P}{25}$$

En tenant compte de la valeur adoptée de la résistance équivalente $\boldsymbol{R_p = 40\ bars}$ à partir de la profondeur z = 2.00m (voir ci-dessus), la valeur calculée de la pression admissible à partir de cette profondeur est :

$$\boldsymbol{q_{adm} = 1.5\ bars}$$

VI.3.2. Ancrage des fondations :

L'assise des fondations, correspondant à la capacité portante adoptée supra, doit être au minimum égale à deux mètres (2.50m) à partir du niveau du terrain naturel ; soit :

$$\boldsymbol{D = 2.50\ m}$$

Les caractéristiques de ce sol sont : $\varphi = 22°$, $C = 0.43\ bars$, $\gamma_h = 19.80\ kN/m^3$

On doit justifier le choix du type de fondation correspondante à la capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 1.50\ bar$ avec un ancrage de 2.00 m du niveau du terrain naturel.

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

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

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau :

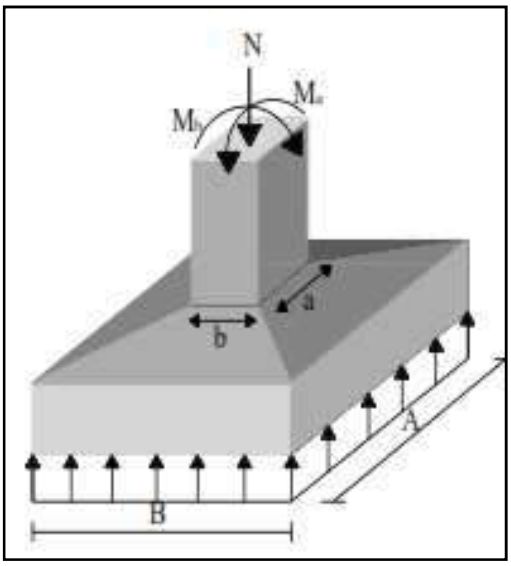


Figure VI.01. *Semelle isolée sous poteau*

$$S = A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad , \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad , \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \quad , \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

$$\sigma_{sol} = 0.150\ MPa \quad , \quad a = b = 50\ cm \quad , \quad c = 3\ cm$$

Tableau VI.01 *Dimensionnement des semelles isolées*

Semelle	N_{ser} (kN)	A (m)	B (m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)
S1	1506.00	3.17	3.17	4.00	4.00	0.95	0.92
S2	1093.40	2.70	2.70	3.40	3.40	0.80	0.77
S3	840.84	2.37	2.37	3.00	3.00	0.70	0.67
S4	595.36	2.00	2.00	2.60	2.60	0.60	0.57
S5	372.97	1.58	1.58	2.00	2.00	0.45	0.42

Tableau VI.02 *Vérification des contraintes sous les semelles isolées*

Semelle	N_{ser} (kN)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)	σ_{sol} (MPa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S1	1506.00	4.00	4.00	0.95	0.92	0.142	C.V
S2	1093.40	3.40	3.40	0.80	0.77	0.142	C.V
S3	840.84	3.00	3.00	0.70	0.67	0.140	C.V
S4	595.36	2.60	2.60	0.60	0.57	0.134	C.V
S5	372.97	2.00	2.00	0.45	0.42	0.139	C.V

Vérification du chevauchement des semelles :

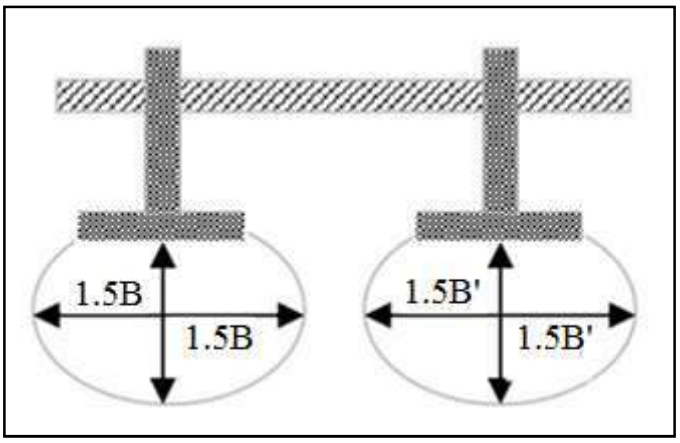


Figure VI.02. *Les bulles de pression*

$$L \geq \frac{1.5(B + B')}{2}$$

$$L = 4.20\ m \quad , \quad \frac{1.5(B + B')}{2} = \frac{1.5(4.00 + 4.00)}{2} = 6.00\ m \quad (C.N.V)$$

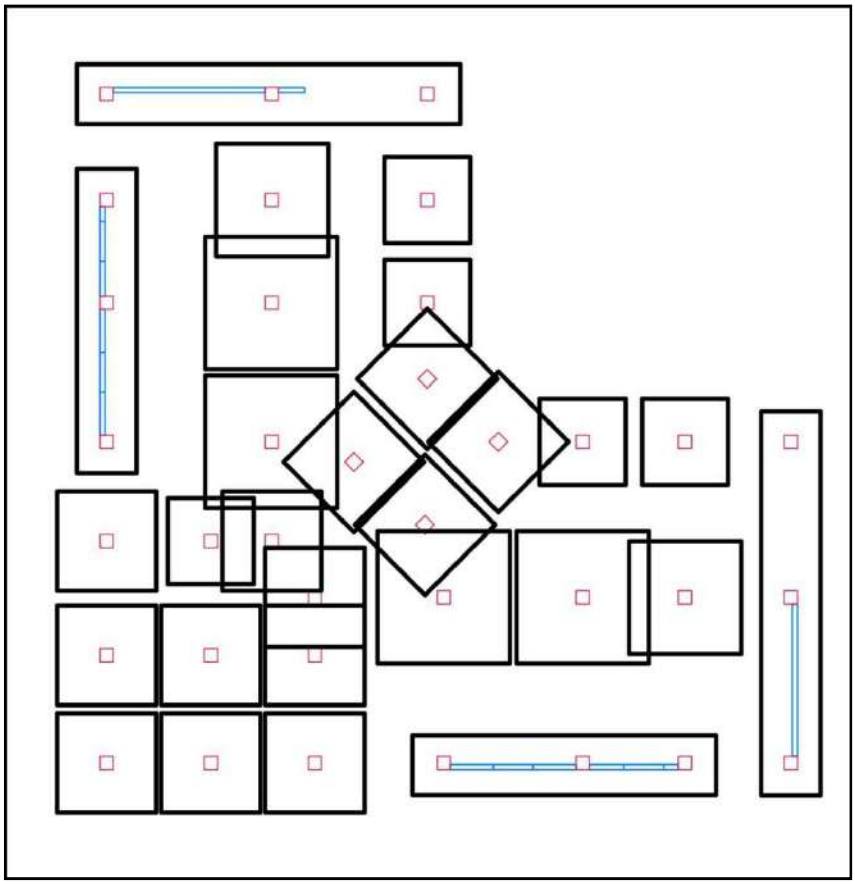


Figure VI.03. *La proposition des semelles isolées*

Il y a un chevauchement des semelles, donc on passe aux semelles filantes avec un radier partielle.

VI.4.2. Semelles filantes et radier partielle :

VI.4.2.1. Dimensionnement du semelles filantes:

a) L'enrobage " e " :

Le sol ne peut donner qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

Le calcul de la largeur " *B* " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$$

$[\sigma_{sol}] = 0.15\ MPa$ (Donnée par le rapport du sol)

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \quad ; \quad S = (d_1 + L + d_2) \times B$$

L : La longueur totalede la semelle filante mesurée entraxe des poteaux.

d_1 ; d_2 : le débord à gauche et à droite du semelle filante.

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{\sum N_{ser}}{(d_1 + L + d_2) \times B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{(d_1 + L + d_2) \times [\sigma_{sol}]}$$

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$$d \geq \frac{B - b}{4} \quad , \quad h = d + c$$

d) Hauteur " e " du patin :

La hauteur " e " du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés.

$$e \approx \frac{h}{2} \text{ à } \frac{h}{3} \quad , \quad e \geq 6\emptyset + 6 \quad (\emptyset\ en\ cm)$$

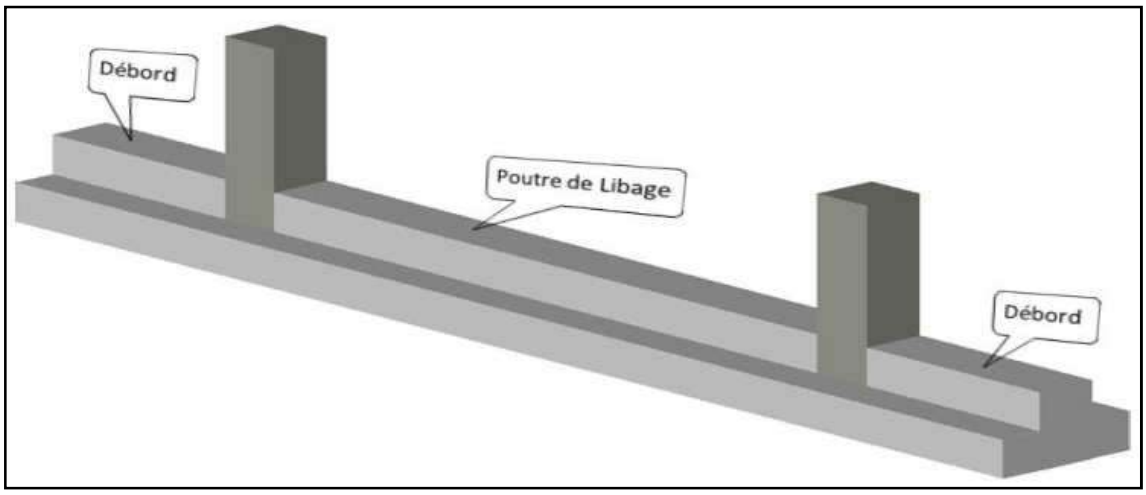


Figure VI.04. *Semelle filante sous poteaux*

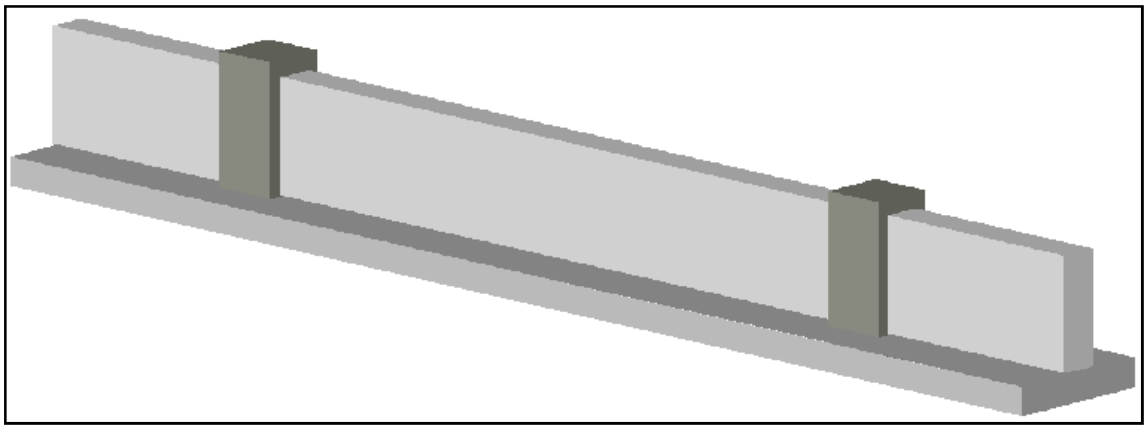


Figure VI.05. *Semelle filante sous voiles*

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent les poids des semelles, remblai et les amorces poteaux, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.03 *Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux*

Semelle	N_{ser} (kN)	L (m)	$B_{calculée}$ (m)	$\boldsymbol{B_{choisie}}$ $\boldsymbol{(m)}$	$\boldsymbol{h}$ $\boldsymbol{(m)}$	$\boldsymbol{d}$ $\boldsymbol{(m)}$
SF1	2650.30	12.30	1.80	2.40	0.55	0.52
SF2	3249.76	14.40	1.57	2.80	0.55	0.52
SF3	10490.10	30.70	2.28	3.40	0.80	0.77
SF4	4859.60	23.20	1.39	2.40	0.55	0.52

Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0.15\ MPa$$

Tableau VI.04 *Vérification des contraintes des semelles filantes sous poteaux*

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$\boldsymbol{P_{remblai}}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$\boldsymbol{S_{semelle}}$ $\boldsymbol{(m^2)}$	$\boldsymbol{\sigma}$ $\boldsymbol{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma \leq [\sigma_{sol}]}$
SF3	10490.10	2087.6	87.50	2791.12	104.38	0.148	C.V
SF4	4895.60	765.60	41.25	1754.76	55.68	0.133	C.V

Tableau VI.05 *Vérification des contraintes des semelles filantes sous voiles*

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$\boldsymbol{P_{amorces\ voiles}}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$\boldsymbol{P_{remblai}}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$\boldsymbol{S_{semelle}}$ $\boldsymbol{(m^2)}$	$\boldsymbol{\sigma}$ $\boldsymbol{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma \leq [\sigma_{sol}]}$
SF1	2650.30	405.90	30.94	37.13	930.32	29.52	0.137	C.V
SF2	3249.76	475.20	41.25	45.17	1089.16	40.32	0.128	C.V

VI.4.2.2. Dimensionnement du radier partielle :

Tableau VI.06 *Dimensionnement du radier partielle*

	N_{ser} (kN)	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$S_{calculée}$ (m)	$\boldsymbol{S_{choisie}}$ $\boldsymbol{(m)}$	$\boldsymbol{h}$ $\boldsymbol{(m)}$	$\boldsymbol{d}$ $\boldsymbol{(m)}$
Radier partielle	7019.49	9.30	9.30	46.80	86.49	0.55	0.52

Tableau VI.07 *Vérification des contraintes du radier*

	N_{ser} (kN)	P_{radier} (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$\boldsymbol{P_{remblai}}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$\boldsymbol{S_{radier}}$ $\boldsymbol{(m^2)}$	$\boldsymbol{\sigma}$ $\boldsymbol{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma \leq [\sigma_{sol}]}$
Radier partielle	7019.49	1035	103.25	2688.52	86.49	0.142	C.V

Vérifications de contrainte globale:

Il faut vérifier que$\sigma_{globale}$ sous les semelles filantes et le radier partielle :

$$\sigma_{globale} \leq [\sigma_{sol}]$$

$$\sigma_{globale} = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle} + S_{radier}}$$

$$\sigma_{globale} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{radier} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle} + S_{radier}}$$

Tableau VI.08 *Vérification des contraintes sous les semelles filantes et le radier partielle*

N_{ser} (kN)	$P_{radier+semelles}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$\boldsymbol{P_{remblai}}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$\boldsymbol{S_{radier}}$ $\boldsymbol{(m^2)}$	$\boldsymbol{S_{semelles}}$ $\boldsymbol{(m^2)}$	$\boldsymbol{\sigma}$ $\boldsymbol{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma \leq [\sigma_{sol}]}$
39581.37	5259.93	3712.50	12055.75	86.49	299.74	0.159	C.N.V

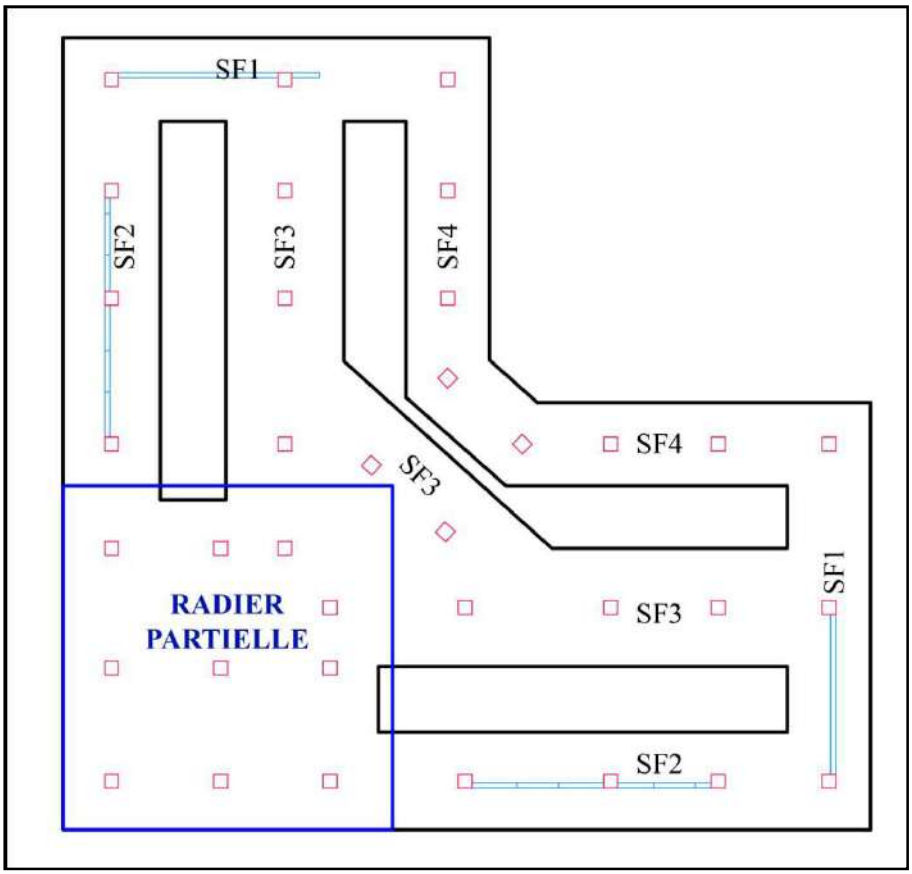


Figure VI.06. *La proposition des semelles filantes et le radier partielle*

Remarque :

Ce type de fondation est inacceptable pour les causes suivant :

- La vérification des contraintes sous les semelles filantes et le radier partielle n'est pas vérifiée.
- Les semelles filantes SF3 et SF4 très proche, il y a le risque de chevauchement.
- Il y a un contact entre le radier partielle et le SF3 et SF2.

VI.4.3. Semelle filante croisée et radier partielle:

VI.4.3.1. Dimensionnement des semelles filantes:

Tableau VI.09 *Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux*

Semelle	N_{ser} (kN)	L (m)	$B_{calculée}$ (m)	$\boldsymbol{B_{c\ \ oisie}}$ $\boldsymbol{(m)}$	$\boldsymbol{(m)}$	$\boldsymbol{d}$ $\boldsymbol{(m)}$
SF1	1562.44	11.40	1.05	1.60	0.40	0.37
SF2	2395.18	12.10	1.32	2.20	0.50	0.47
SF3	2230.33	12.10	1.23	2.20	0.50	0.47
SF4	2135.41	22.90	0.63	1.20	0.40	0.37
SF5	1086.44	11.40	0.64	1.20	0.40	0.37
SF6	1251.48	11.40	0.74	1.20	0.40	0.37
SF7	1681.44	13.10	0.86	1.40	0.40	0.37

Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0.15\ MPa$$

Tableau VI.10 *Vérification des contraintes des semelles filantes sous poteaux*

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$\boldsymbol{P_{remblai}}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$\boldsymbol{S_{semelle}}$ $\boldsymbol{(m^2)}$	$\boldsymbol{\sigma}$ $\boldsymbol{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma \leq [\sigma_{sol}]}$
SF3	2230.33	332.75	42.50	864.35	26.62	0.130	C.V
SF4	2135.41	343.5	85.00	892.28	27.48	0.126	C.V
SF5	1086.44	136.80	33.75	470.32	13.68	0.126	C.V
SF6	1251.48	136.80	33.75	470.32	13.68	0.138	C.V
SF7	1681.44	183.40	45.00	630.53	18.34	0.139	C.V

Tableau VI.11 *Vérification des contraintes des semelles filantes sous voiles*

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$\boldsymbol{P_{amorces\ voiles}}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$\boldsymbol{P_{remblai}}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$\boldsymbol{S_{semelle}}$ $\boldsymbol{(m^2)}$	$\boldsymbol{\sigma}$ $\boldsymbol{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma \leq [\sigma_{sol}]}$
SF1	1562.44	156.80	33.75	40.50	539.08	15.68	0.146	C.V
SF2	2395.18	332.75	42.5	46.54	864.35	26.62	0.138	C.V

VI.4.3.2. Dimensionnement du radier partielle :

Tableau VI.12 *Dimensionnement de radier partielle*

	N_{ser} (kN)	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$S_{calculée}$ (m)	$\boldsymbol{S_{choisie}}$ $\boldsymbol{(m)}$	$\boldsymbol{h}$ $\boldsymbol{(m)}$	$\boldsymbol{d}$ $\boldsymbol{(m)}$
Radier partielle	7019.49	9.30	9.30	46.80	86.49	0.55	0.52

Tableau VI.13 *Vérification des contraintes de radier partielle*

	N_{ser} (kN)	P_{radier} (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$\boldsymbol{P_{remblai}}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$\boldsymbol{S_{radier}}$ $\boldsymbol{(m^2)}$	$\boldsymbol{\sigma}$ $\boldsymbol{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma \leq [\sigma_{sol}]}$
Radier partielle	7019.49	1035	103.25	2688.52	86.49	0.142	C.V

Vérifications decontrainte globale:

Il faut vérifier que$\sigma_{globale}$ sous les semelles filantes et le radier partielle :

$$\sigma_{globale} \leq [\sigma_{sol}]$$

$$\sigma_{globale} = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle} + S_{radier}}$$

$$\sigma_{globale} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{radier} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle} + S_{radier}}$$

Tableau VI.14 *Vérification des contraintes sous les semelles filantes et le radier partielle*

N_{ser} (kN)	$P_{radier+semelles}$ (kN)	$P_{amorcespot}$ (kN)	$\boldsymbol{P_{remblai}}$ $\boldsymbol{(kN)}$	$\boldsymbol{S_{radier}}$ $\boldsymbol{(m^2)}$	$\boldsymbol{S_{semelles}}$ $\boldsymbol{(m^2)}$	$\boldsymbol{\sigma}$ $\boldsymbol{(MPa)}$	$\boldsymbol{\sigma \leq [\sigma_{sol}]}$
39581.37	39581.37	4085.70	4050.00	14046.64	86.49	298.32	0.154

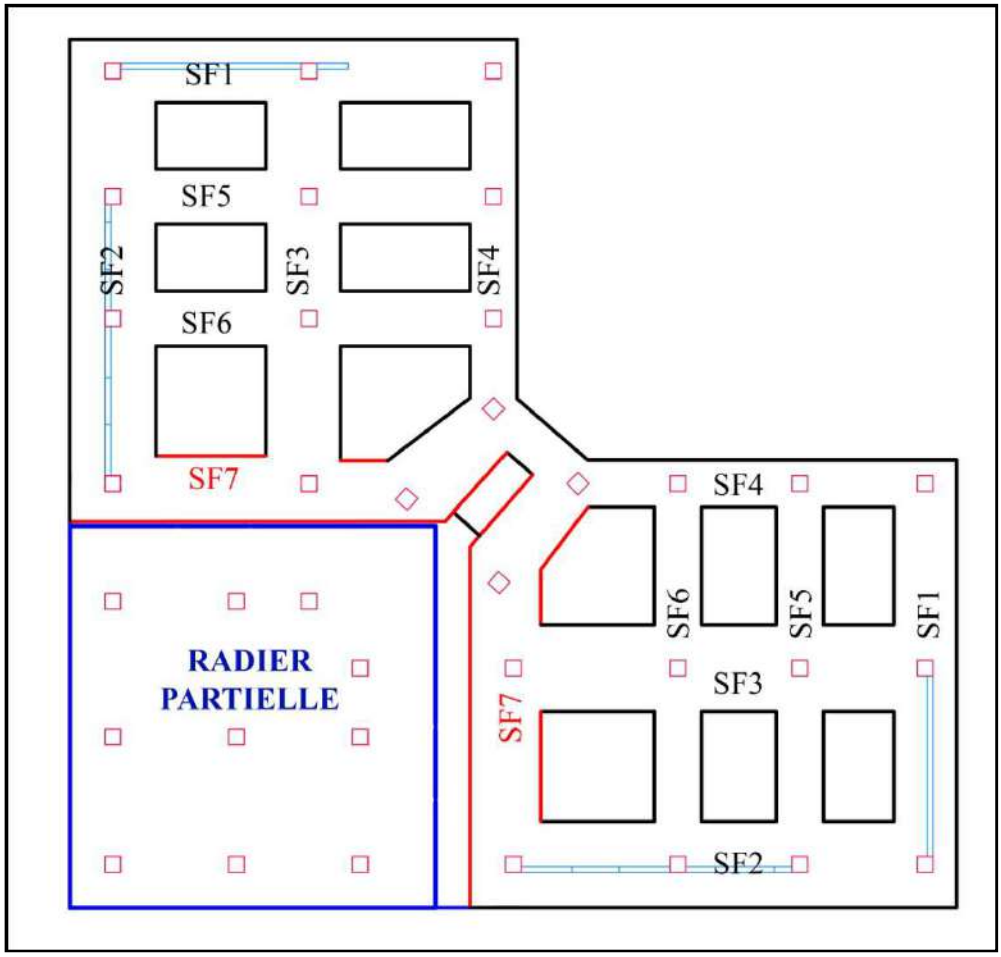


Figure VI.07. *La proposition des semelles filantes croisée et le radier partielle*

Remarque :

Ce type de fondation est inacceptable pour les causes suivant :

- La vérification des contraintes sous les semelles filantes et le radier partielle n'est pas vérifiée.
- Il y a un contact entre le radier partielle et SF7.

VI.4.4. Etude du radier :

Le radier général est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment.

Le radier général se trouve justifié si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison :

-de la faible capacité portante le sol.

- de charges élevées du bâtiment.

- du rapprochement des poteaux.

- de la profondeur à atteindre pour fonder sur bon sol.

- des difficultés d'établie des pieux.

Pour pouvoir retenir ce mode de fondation, il faut que la construction ne supporte pas de charges d'exploitation présentant d'importantes dissymétries car cela pourrait causer des tassements différentiels entre les diverses zones du radier.

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

La différence entre le radier général et le plancher dalle est que le radier aura une épaisseur la plus important que celle du plancher dalle.

Le radier peut être constitué de dalle mesurée pour ressembler à un plancher nervuré.

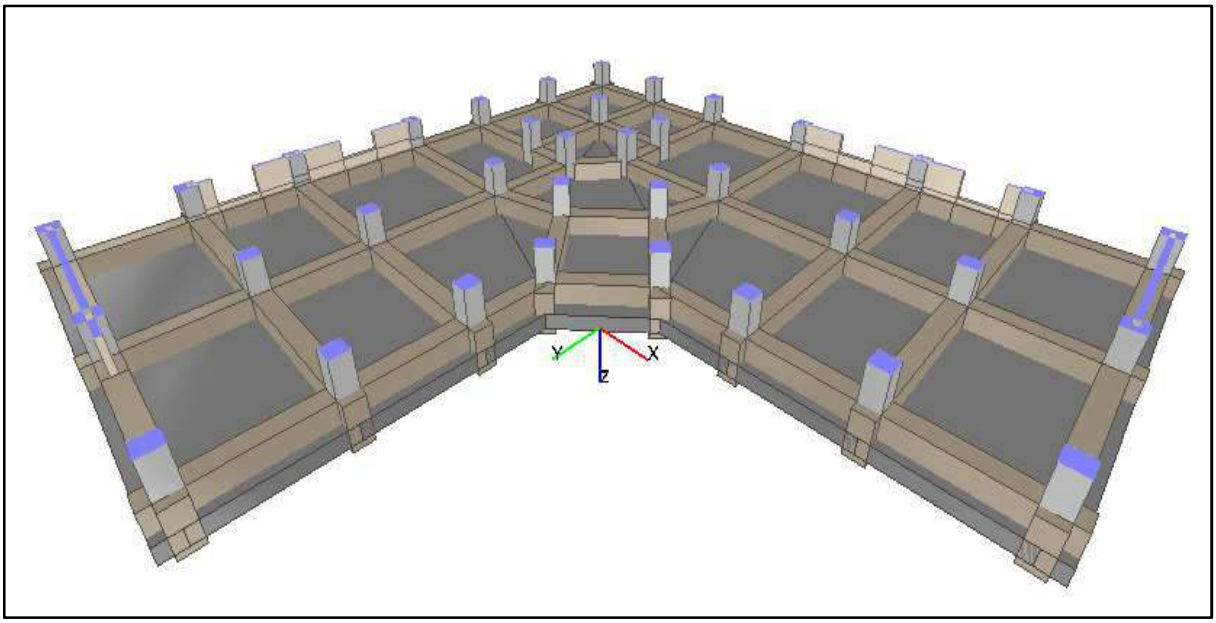


Figure VI.08. *Schéma d'un radier nervuré*

VI.4.4.1. Dimensionnement du radier :

a) Détermination de la surface du radier :

La surface totale du bâtiment : $S_b = 320.97\ m^2$

La surface nécessaire du radier : $S_r \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}}$

$$S_r \geq \frac{49833.16 \times 10^{-3}}{0.15} = 332.22\ m^2$$

On prévoir débord de 50 cm sur le périmètre du bâtiment.

$$S_r = 363.16\ m^2$$

b) L'épaisseur du radier :

La hauteur h_r du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 2.50\ m$$

On adopte : $h = 40\ cm$

c) Dimensionnement de nervure:

La hauteur h_n de la nervure sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48\ l^4\ k}{\pi^4 . E}} = 104.93\ cm$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton ($E = 10818.87\ MPa$)

l : La plus grande travée

k : Coefficient de raideur du sol ($k = 4\ kg/cm^3$)

Donc : on choisit $h_n = 130\ cm$

Alors : on a des nervures de $(50 \times 130)\ cm^2$

VI.4.4.2. Ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux ; nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x ,μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

$$\rho = \frac{4.20}{5.00} = 0.84$$

VI.4.4.3. Evaluation des charges :

On a pour le radier :

$$q_u = 192.21\ \text{kN}/m^2$$

$$q_{ser} = 142.38\ kN/m^2$$

VI.4.4.4. Détermination du ferraillage:

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

D'après la méthode forfaitaire on a :

Détermination des moments à l'ELU :

$$M_x = \mu_x . q_u . lx^2 = 0.0516 \times 192.21 \times 4.2^2 = 174.95\ kN.m$$

$$M_y = \mu_y . M_x = 0.6781 \times 174.95 = 118.63\ kN.m$$

Détermination des moments à l'ELS :

$$M_x = \mu_x . q_u . lx^2 = 0.0516 \times 142.38 \times 4.2^2 = 129.56\ kN.m$$

$$M_y = \mu_y . M_x = 0.6781 \times 129.56 = 87.85\ kN.m$$

Tableau VI.15 *Détermination des moments*

	Moment en travée		Moment en appuis	
	M_{tx}	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
ELU	131.22	100.83	87.48	59.31
ELS	97.20	74.69	64.80	43.94

Tableau VI.16 *Détermination des armatures longitudinales à l'ELU*

Semelle	Sens	M_u $(kN.M)$	$A_{calculé}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)
En travée	X	131.22	10.57	20	6HA16=12.06cm^2
	Y	100.83	8.05	20	6HA16=12.06cm^2
En appuis	X	87.48	6.96	20	6HA14=9.24cm^2
	Y	59.31	4.68	20	6HA14=9.24 cm^2

VI.4.4.5. Vérification des contraintes à l'ELS:

On considère la fissuration préjudiciable.

Tableau VI.17 *Vérification du ferraillage à l'ELS*

	Sens	M_{ser} $(kN.M)$	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	X	97.20	12.06	2.16	91.05	C.V
	Y	74.69	12.06	1.69	69.95	C.V
En appuis	X	64.80	9.24	1.60	78.42	C.V
	Y	43.94	9.24	1.09	53.18	C.V

VI.4.4.6. Vérification de la contrainte de cisaillement:

On a :

$$\begin{cases} T_X = \dfrac{q_u . l_x . l_y}{2l_y + l_x} = 284.25\ KN \\ T_Y = \dfrac{q_u . l_x . l_y}{3l_y} = 269.10\ KN \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 . f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b_0 = 1000\ mm\ , d = 370\ mm$$

Donc :

$$\tau_{ux} = 0.77\ \text{MPa} \leq 1.17\ \text{MPa}$$

$$\tau_{uy} = 0.73\ \text{MPa} \leq 1.17\ \text{MPa}$$

Donc, le béton seul peut équilibrer l'effort tranchant et on n'a pas besoin des armatures transversales .

VI.4.4.7. Ferraillage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres de dimensions : $b \times h = 50 \times 130\ cm^2$

Tableau VI.18 *Ferraillage de la nervure*

	M_u $(kN.M)$	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
En travée	1290.50	37.97	5HA20+ch9HA20=43.98
En appuis	-837.63	23.81	5HA20+ch4HA20=28.27

VI.4.4.8. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.19 *Vérification des contraintes à l'ELS.*

	M_{ser} $(kN.M)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	934.17	43.98	7.25	190.32	C.V
En appuis	-609.14	28.27	5.52	188.85	C.V

VI.4.4.9. Armatures transversales :

On a : $V_u = 1269.55\ kN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{1269.55 \times 10^3}{500 \times 1270} = 2.00\ MPa$$

$$\bar{\tau} = Min\left[0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right] (fissuration\ préjudiciable)$$

$$\bar{\tau} = 2.5\ MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{Donc} \quad C.V$$

Zone nodale :

la longueur $l_{nodale} = 100\ cm$

$A_t = 4HA10$

$S_t = 10\ cm$

Zone courant :

$A_t = 4HA10$

$S_t = 20\ cm$

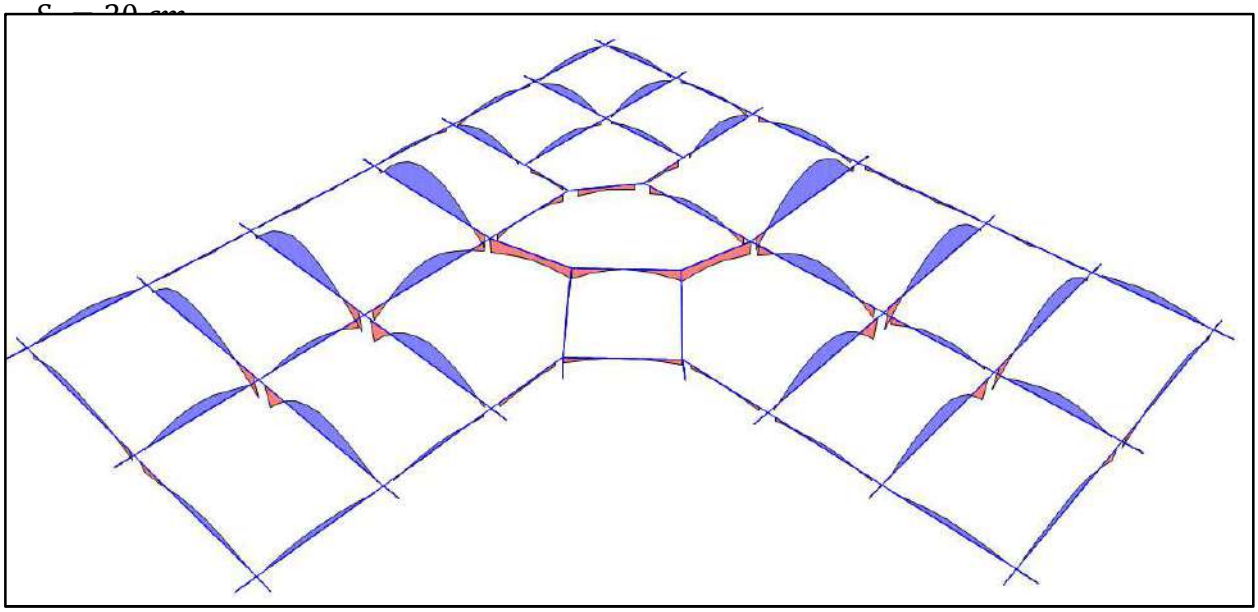


Figure VI.09. *diagrammes de flexion dans les nervures du radier*

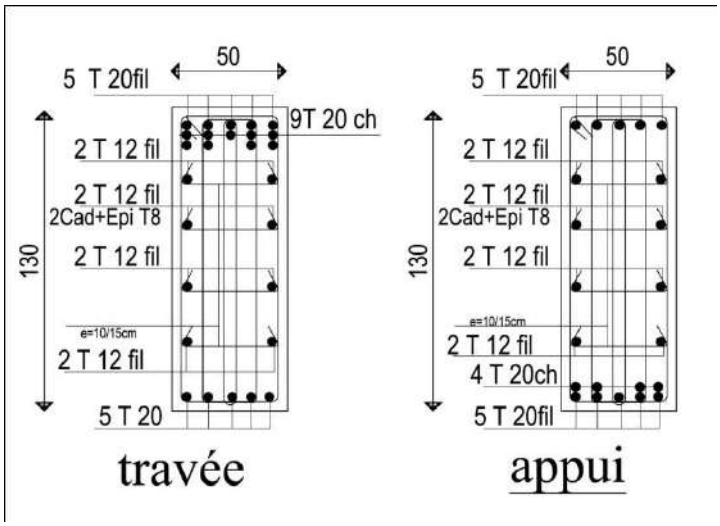


Figure VI.10. *Ferraillage des nervures*

VI.4.4.10. Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles CBA93, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le poteau le plus sollicité. Dans notre cas, le poteau le plus sollicite est le poteau (B-6)

On doit vérifier :

$$N \leq 0.045\ \mu_x . f_{c28} \frac{h}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_x = Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h = l'épaisseur du radier .

N : L'effort normal max.

$$\mu_x = 2(2b + 2h_{nervure})$$

b : Dimensions de poteau.

$$\mu_x = 2(2 \times 0.5 + 2 \times 1.30) = 7.20\ m$$

Donc :

$$0.045\ \mu_x . f_{c28} \frac{h}{\gamma_b} = 0.045 \times 7.2 \times 25 \times \frac{1.30}{1.50} = 7020.00\ kN$$

$N = 2040.58\ kN \leq 7020.00\ kN$ C.V

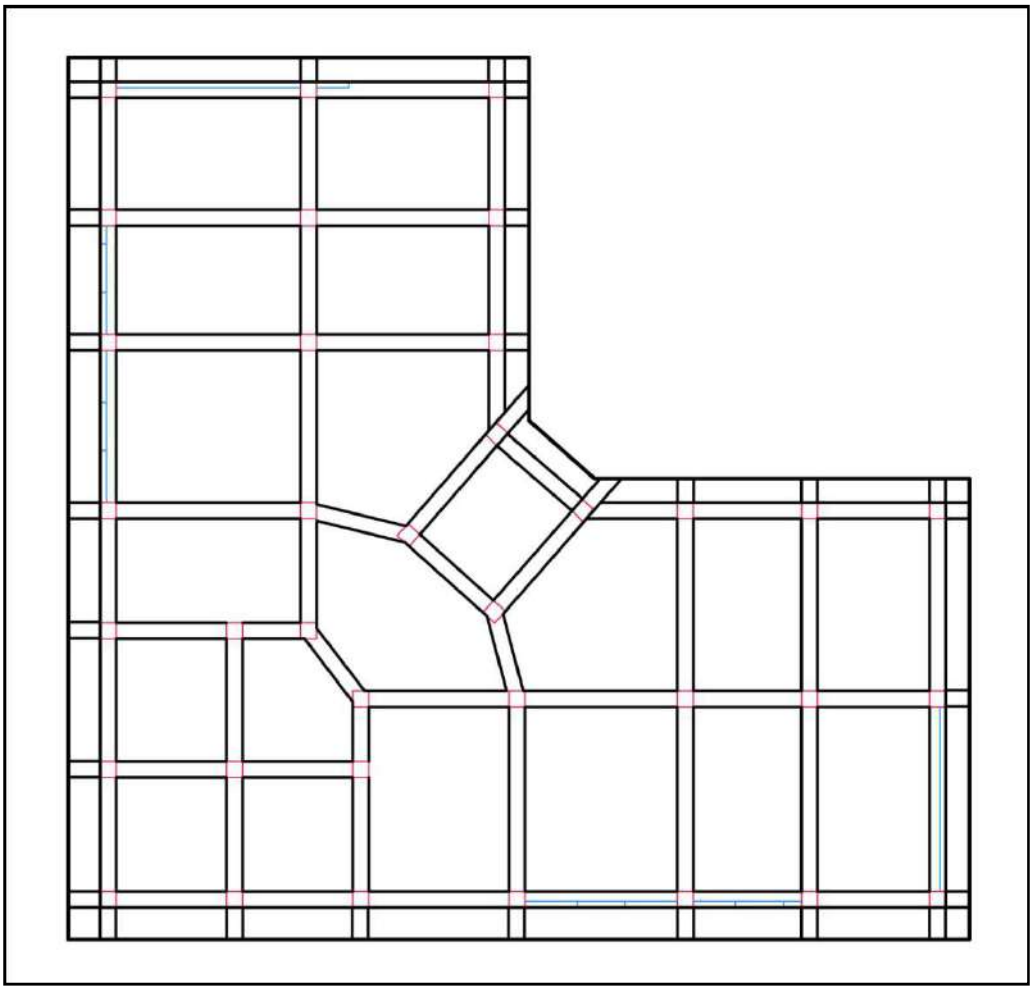


Figure VI.11. *Schéma du radier nervuré*

VI.4.5. Comparaison des quantités du béton :

On va calculer les volumes du béton pour les trois propositions des fondations

VI.4.5.1. Semelles filantes et radier partielle :

$$V_{total} = V_{semelles} + V_{radier}$$

$$V_{semelles} = \sum S \times h$$

$$V_{radier} = s \times h$$

$$V_{semelles} = (59.04 + 80.64 + 55.68) \times 0.55 + (104.38 \times 0.80)$$

$$V_{semelles} = 190.96\ m^3$$

$$V_{radier} = 86.44 \times 0.55$$

$$V_{radier} = 47.55\ m^3$$

$$V_{total} = 190.96 + 47.55$$

$$V_{total} = 238.51\ m^3$$

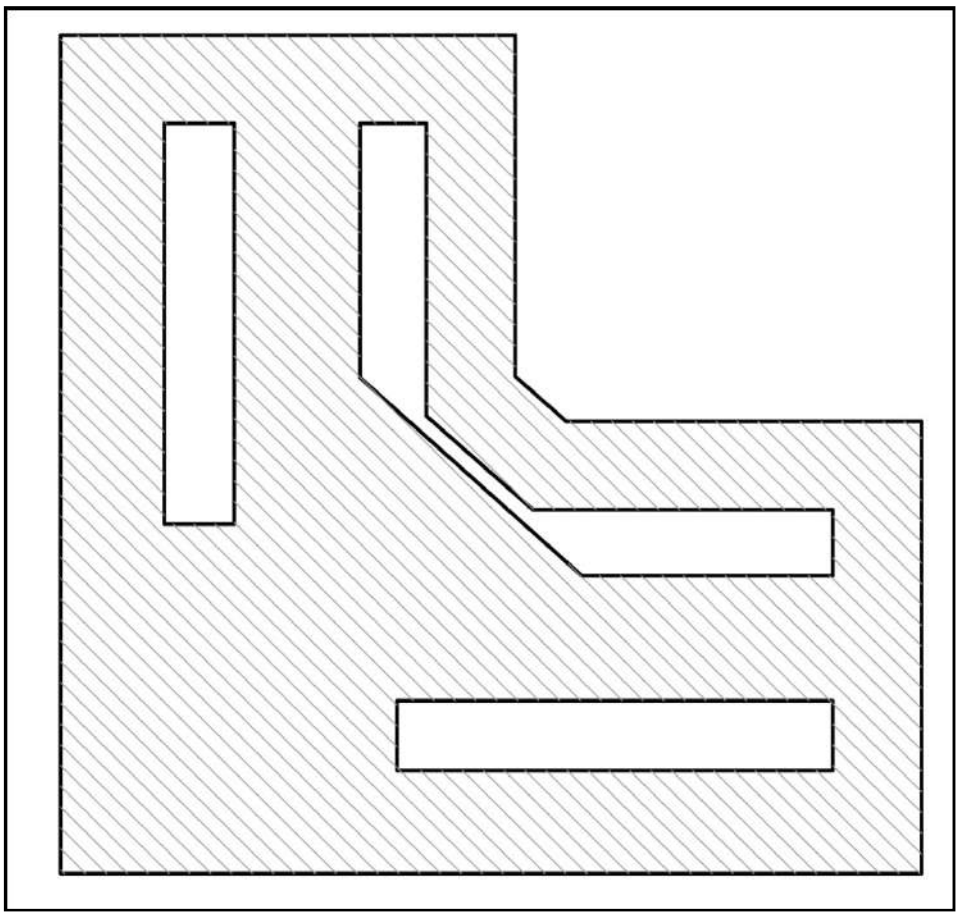


Figure VI.12. *La section du béton pour la 1ére type*

VI.4.5.2. Semelles filantes croisée et radier partielle :

$$V_{total} = V_{semelles} + V_{radier}$$

$$V_{semelles} = \sum S \times h$$

$$V_{radier} = S \times h$$

$$V_{semelles} = (31.36 + 27.48 + 27.36 + 27.36 + 36.62) \times 0.40 + (53.24 + 53.24) \times (0.5)$$

$$V_{semelles} = 113.37m^3$$

$$V_{radier} = 86.44 \times 0.55$$

$$V_{radier} = 47.55\ m^3$$

$$V_{total} = 113.37 + 47.55$$

$$V_{total} = 160.92m^3$$

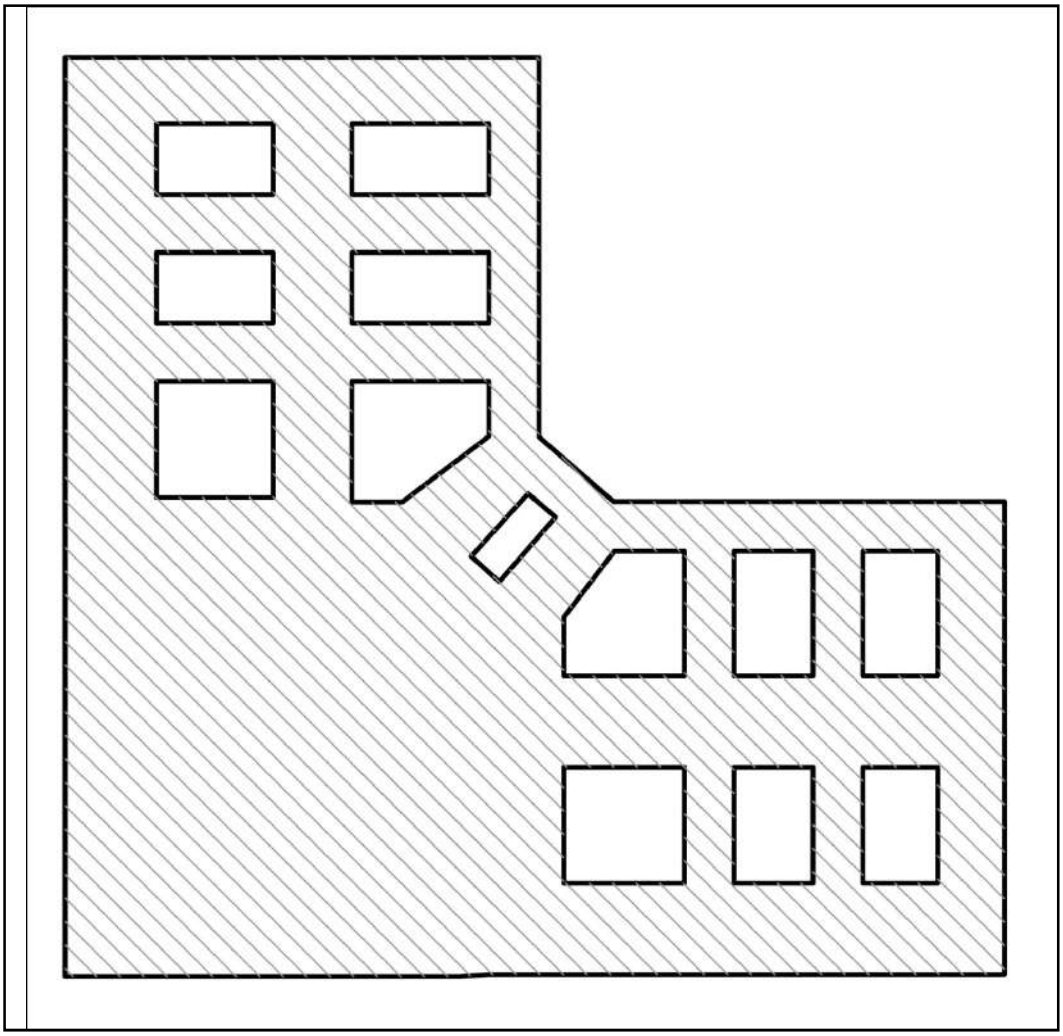


Figure VI.13. *La section du béton pour la 2éme type*

VI.4.5.3. Radier général :

$$V_{radier} = S_{radier} \times h$$

$$V_{radier} = 363.16 \times 0.4$$

$$V_{radier} = 145.26m^3$$

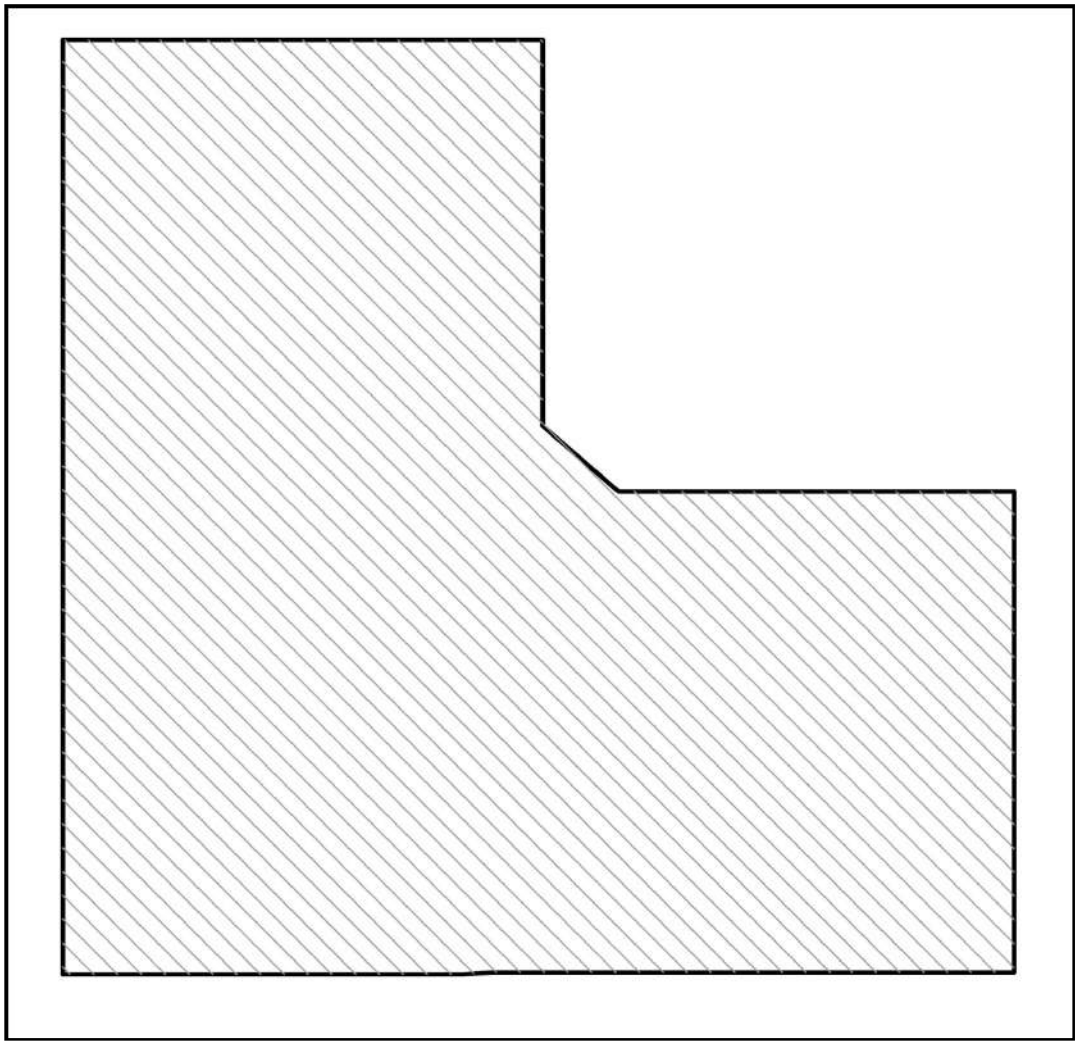


Figure VI.14. *La section du béton pour la3éme type*

Tableau VI.20 *Comparatif des différents types des fondations*

	$V\ (m^3)$
Type 1	238.51
Type 2	160.92
Type 3	145.26

VI.4.5.4. CONCLUSION :

- On remarque que la quantité du béton utilisé pour la réalisation du radier est moins par rapport aux autres types, donc le radier est le plus économie.
- rapidité et simplifie l'exécution

VI.5. LES LONGRINES :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

VI.5.1. Dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont$(25 \times 30)\ cm^2$. On a choisi une section de dimensions$(30 \times 30)\ cm^2$.

VI.5.2. Ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \quad ; \quad A = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

N_u : effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α : coefficient du site en fonction de la zone sismique $\alpha = 12\ (zone\ IIb)$

VI.5.2.1. Armatures longitudinales :

- Selon le CBA93 : $A_{min} = 0.1\%\ b.h = 0.001 \times 30 \times 30 = 0.90\ cm^2$

- Selon le RPA99 version2003 : $A_{min} = 0.6\%\ b.h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.40\ cm^2$

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{2104.314}{12} = 175.36\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83\ MPa$$

$$A = \frac{175.36 \times 10^3}{347.83} = 504.15\ mm^2 \quad \Rightarrow \quad A = 5.04\ cm^2$$

On adopte pour le ferraillage longitudinal des longrines : $A = 6HA12 = 6.79\ cm^2$

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$$

$$N_{ser} = 1537.704\ kN \ ; \ F = \frac{1537.704}{12} = 128.15\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} = \frac{128.15 \times 10^3}{679} = 188.73\ MPa$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

VI.5.2.2. Armatures transversales :

$$A_t = 0.003\ S_t'.b$$

On choix l'espacement$S_t' = 15\ cm$, donc : $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 \quad \Rightarrow \quad A_t = 1.35\ cm^2$

On adopte pour le ferraillage transversal des longrines : $A_t = 4\emptyset 8 = 2.01\ cm^2$

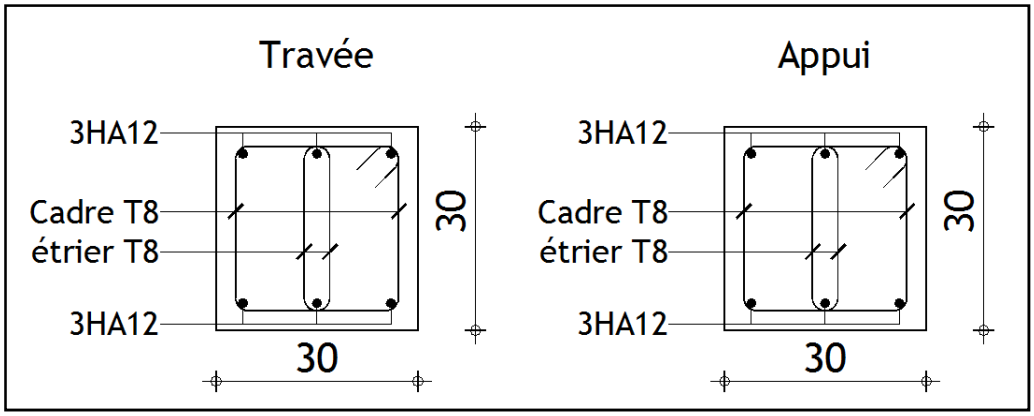


Figure VI.15. Ferraillage des longrines