REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment en RDC + 7 Etages contreventé par des voiles en béton armé

Présenté par

MESSAOUDI Rabah

SLIMANI Mohamed Elamine

Proposé et Dirigé par

Dr. SAFIDDINE Salim

Promotion Juin 2021

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage et de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leur encouragement pendant toute la vie, et qui vont continuer à nous aider dans tous les projets de l'avenir, ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profond remerciement à notre promoteur, Mr. SAFIDDINE Salim, pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et sa confiance qu'il nous a accordés. Nous tenons à remercier aussi les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université de Médéa, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسةهيكل بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من +طابق أرضي +7 طوابق) ذات استعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية عين الدفلى المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر:

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 version 2003).

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج«SAP2000 V20».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية : الهياكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس , الدراسة الزلزالية.

Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation en RDC + 7 étages, qui sera implanté à la willaya Ain Defla, classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un systèmedes portiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calculdu ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20»

En dernierlieu, nousavonsétudié l'infrastructureen calculantlesfondations.

Mots clés: structures, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (ground floor + 7floors), of use for habitation. It will be built in the province of Ain al- Defla, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements was done according to the Algerian regulations and standards:

-RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method which is based on the finite element with the help of software «SAP2000 V20»

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

Keys words:structures; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

Liste des matières

Introduction 1

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 2

I.2. Destination et situation 2

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage 2

I.3.1. Dimensions en plan 2

I.3.2. Dimensions en élévation 2

I.4. Conception de la structure 3

I.4.1. Ossature de l'ouvrage 3

I.4.2. Planchers 3

I.4.3. Maçonnerie 3

I.4.4. L'acrotère 3

I.4.5. Escalier 3

I.4.6.Ascenseur 3

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux 4

I.5.1. Béton 4

I.5.2. Ciment 4

I.5.3. Granulats 4

I.5.4. Béton armé 4

I.5.4.1. Résistance du béton 4

a) Résistance caractéristique à la compression 5

b). Résistance caractéristique à la traction 5

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) 5

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale 5

I.5.5. Acier 6

I.6. Principe de calcul du CBA 93 6

Chapitre II : **Prédimensionnement des éléments structuraux**

II.1. Introduction 7
II.2. les plancher 7
II.2.a.Planchers à corps creux 7
II.2.b. dalle pleine 7
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 8
II.3.1. Plancher corps creux 8
a).Plancher terrasse 8
b).Plancher etage courant 8
II.3.2. Plancher a dalle pleine 8
a).Plancher terrasse 8
b).Plancher etage courant 9
II.3.3. Maçonnerie 9
a). Murs intérieurs (simple cloison) 9
b). Murs extérieurs (double-cloison) 9
c). surcharges d'exploitation 9
II.4.les poutres 10
II.4.1.Prédimensionnement 10
II.4.2.Vérification vis -a -vis du RPA99 10
II.4.3.Poutres principales 10
II.4.4.Poutres secondaires 10
II.5.. Les poteaux 11
II.5.1.Etapes de prédimensionnement 11
II.5.2.Détermination des charges et surcharges 12
a).Surface du plancher revenante au poteau 12

b).Charges permanente 12
c).Charges d exploitqtion 13
d).L'effort normal a l etat limite ultime 14
II.6..Les voiles 15

Chapitre III : Calcul des elements secondaires

III.1. Acrotère 16
III.2. Plancher à corps creux 17
III.2.1. Les poutrelles 17
III.2.1.1. Avant coulage 17
III.2.1.2. Après coulage 17
a).Calcul du ferraillage 23
b).Calcul des armatures transversales 24
c).Vérification à ELS 25
d).Vérification des contraintes de cisaillement à ELU 25
e).Vérification de la flèche 25
III.2.2. Dalle de compression 26
III.3. Dalle pleine 27
III.3.1. Prédimensionnement 27
III.3.2.Determinations des sollicitations 28
III.3.3.Calcul du ferraillage. 28
III.3.3.1.Armature longitudinales 28
III.3.3.2.Armature de repartitions 28
III.3.4. Vérification à l'ELS 29
III.3.5. Vérification de l effort tranchant à ELU 29
III.3.6.Vérification de la flèche 29
III.4.Escaliers 29

III.4.1. Prédimensionnement 30

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges 30
III.4.3. Ferraillage des escaliers à l'ELU 32
III.4.4. Vérification à l'ELS 33
III.4.5. Vérification de la flèche 33
III.4.6.Calcul de la poutre palière 33
III.4.6.1. Prédimensionnement 33
III.4.6.2. Evaluation des charges 34
III.4.6.3. calcul des efforts internes 34
III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière 35

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 46
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 46
IV.2.1. Centre de masse : 46
IV.2.2. Centre de rigidité : 46
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants 47
IV.2.3.1. Les poteaux 47
IV.2.3.2. Les refends pleins (voiles plaines) 47
IV.2.4. Excentricité statique (théorique) 48
IV.2.5. Excentricité accidentelle 48
IV.3. Modélisation de la structure 48
IV.3.1. Introduction 48
IV.3.2. Modélisation 48
IV.3.3. Analyse de notre structure 49
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité 50
IV.3.3.2. Excentricité 50
IV.4. Choix de la méthode de calcul 51
IV.4.1. Introduction 51
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 51
IV.4.2.1. Principe de la méthode 51
IV.4.2.2. Modélisation 52
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 52

IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 ») 52
IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η 52
IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R 52
IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q 53
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 53
IV.4.3.1. Analyse modale 53
IV.4.3.1.1. Comportement modal 53
IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 54
IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique 55
IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure 55
a) Vérification de la résultante des forces sismiques 55
b) Vérification de la stabilité au renversement : 56
c) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 ») 58
d) Vérification de l'effet P-Δ. RPA2003 « Art 5.9 »). 59
IV.4.3.2.2. Résistance des éléments 60
a) Vérification de cisaillement des éléments 60
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 62

Chapitre V : Ferraillage de elements structuraux

V.1. Introduction 64
V.2. Ferraillage des poutres 64
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 64
V.2.1.1. Poutre porteuse 64
V.2.1.2. Poutre non porteuse 64
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 65
V.2.2.1. Poutres porteuses 65
V.2.2.2. Poutres non porteuse 65
V.2.3. Vérification de la flèche 66
V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 66
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres 66
V.3. Ferraillage des poteaux 68
V.3.1. Armatures longitudinales 68
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements 68
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage : 68
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 69
V.3.2. Armatures transversales 70

V.4. Ferraillage des voiles 72
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 72
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 72
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS 73
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 74
V.4.1.4. Armatures horizontales 74
V.4.1.5. Armatures transversales 74
V.4.2. Ferraillage des linteaux 75
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau b \leq 0.06 fc28$) 75
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux 75
V.4.2.1.2. Aciers transversaux 75
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 76

ChapitreVI : Calcul des fondations

VI.1. Introduction 78
VI.2. Types de fondations 78
VI.3. Caractéristiques du sol 78
VI.4. Choix du type de fondations 79
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 79
VI.4.1.1. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression : 80
VI.4.2. Semelle filante (continue) 81
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 81
VI.4.2.2.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes……82
VI.4.3. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux 82
VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 83
VI.4.4. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5 83
VI.4.2.6. Calcul de Ferraillage 84
VI.4.2.6.1. Sous un voile 84
VI.4.2.6.2. Sous plusieurs poteaux 84
a) Armatures principales ..... .84
b) Armature de repartitions 85
VI.5.3. Ferraillage La poutre de libag…….....86
a)Détermination des moments de la poutre de libage …….86
b) Calcul des armatures longitudinales……..86
VI.5.3.1Vérification des contraintes à l'ELS……...86
VI.5.3.2Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2…….86

a)Armatures transversales……..…87
VI.6. Ferrailage des longrines 88
VI.6.1.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 89
VI.6.2.Vérification des contraintes à L'ELS…….89
VI.4.3.3. Calcul des armatures transversales..... 89

Liste des figures

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié.....2

Chapitre II : Prédimensionnement

Figure II.1:Plancher à corps creux.....9
Figure II.2 : Représentation du poteau le plus sollicité..... ..…..12
Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.. 15

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1:Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent …… ….…..16
Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère. 16
Figure III.3 : Schéma statique équivalentdes poutrelles avec les dimensions des travées……18
Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse b) E…….. ….18
Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC…..19
Figure III.6 :Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC.……....19
Figure III.7 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC.….20
Figure III.8: Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées…...21
Figure III.9 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse b) EC ……21
Figure III.10 :Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse.……..…22
Figure III.11 :Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher EC.…….22
Figure III.12 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC……..22
Figure III.13 :Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC…23
Figure III.14 :Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles.……..24
Figure III.15 :Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse.……..26
FigureIII.16 : Disposition des armatures de la dalle de compression.……..27

Figure III.17 :Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine…….28

Figure III.18 : Dimensions de l'escalier……...29

Figure III.19Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier……..…31

Figure III.20 : Diagrammes des efforts interne a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S..……....32

Figure III.21. : Schéma statique équivalent de la poutrepalière…….....33

Figure III.22.: Tracés de M(x) et de T(x)de la poutre palière a) à l'ELU et b) à l'ELS……...34

Chapitre IV : Etude dynamique

FigureIV.1:Régularité en plan enélévation…….……..39

Figure IV.2 :Vue de la Structure en 3D……40

Figure IV.3: Disposition desvoiles……..…..40

FigureIV.4. Spectre de réponse…….42

FigureIV.5. Le comportement des trois premiers modes……..43

FigureIV.6. Les forces agissent sur la stabilité au renversement……..46

Figure IV.7. Concentration des forces sismiques aux étages respectivement suivant XetY…47

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

FigureV.1 :Ferraillagedespoutresporteuses……..…….58

Figure V.2 :Ferraillage despoutres secondaires porteuses……59

Figure V.3 :Figure V.3: Ferraillage despoutres secondaires…….59

Figure V.4: Ferraillage deschainages……59

Figure.V.5: Ferraillage des poteaux……..65

Figure.V.6: Les armatures transversales et les épingles……...70

Figure V.8: Ferraillage desvoilespleins RDC, 1er…….70

Figure.V.9: Ferraillage desvoilespleins 2^{éme}, 3^{éme}……71

Figure .V.10: Ferraillage des voilespleins 4^{éme}, 5^{éme}……71

Figure.V.11: Ferraillage des voilespleins 6^{éme}, 7^{éme}…….71

Figure V.12: Ferraillage destrumeauxRDC, 1er……...73

V.13: Ferraillage destrumeaux2^{éme} ,3^{éme}……..73

V.14: Ferraillage destrumeaux4^{éme} ,5^{éme}……..73

V.15: Ferraillage destrumeaux6^{éme} ,7^{éme}……..73

Figure.V.16: Moment et effort tranchant résistants dans le linteau…….....75
Figure V.17: Armatures de linteaux…….…...…76

Figure V. 18: Ferraillage des linteaux……77

Chapitre VI : Calcul des fondations

Figure VI.1:Les bulles de pression sous la semelle……...…..80
Figure VI.2 **:**chevauchement des bulles de pression sous la semelleIl y a un risque de.....80
Figure VI.3 :Figure : VI.3.Ferraillage semelles filantes et poutre libage……..……..88

Figure VI.4:Ferraillage de la longrine.....89

Liste des tableaux

Chapitre I : Presentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. 6

Chapitre II : Prédimensionnement

Tableau II.1: Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).....8
Tableau II.2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).....8
Tableau II.3 : : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Dalle pleine). 8
Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente du plancher étage courant(Dalle pleine).....9
Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison. 9
Tableau II.6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison**.**.....9
Tableau II.7 : Prédimensionnementdespoteaux**.**.....12
Tableau II.8 : Détermination del'effort normal ultime $\overline{N}_u$ de chaqueniveau. 12
Tableau II.9 : Calculdupoidsdechaqueniveau.....13
Tableau II.10 : Déterminationdeschargesd'exploitations**.** 13
Tableau II.11 : : Vérifications du$(1{,}1.Nu \leq \overline{N}_u)$.. 14

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.....16
Tableau III.2 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasseà l'ELU....18
Tableau III.3 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU 18
Tableau III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasseà l'ELS. ..19
Tableau III.5 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS.....20
Tableau III.6 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasseà l'ELU....20
Tableau III.7 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU. 21
Tableau III.8 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasseà l'ELS. ...22
Tableau III.9 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS……...23
Tableau III.10 :Les moments maximums aux appuis et en travées……..23
Tableau III.11 Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travé…….....24
Tableau III.12 :armatures transversales et l'espacement des poutrelles.. 25
Tableau III.13 :Vérification de la contrainte du béton à l'ELS.....25
Tableau III.14 :Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.....25
Tableau III.15 Vérification de la flèche. 26
Tableau III.16 :Vérification de la flèche ……..……..26
Tableau III.17 :Combinaisons des charges de la dalle pleine……...28
Tableau III.18 :Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine. 28
Tableau III.19 :calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine.....28
Tableau III.20: Vérification contrainte à ELS.....29
Tableau III.21 :Vérification des contraintes de cisaillement à ELS …….……...29
Tableau III.22 :Vérification de la flèche pour la dalle pleine.....29
Tableau III.23 :Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.....30
Tableau III.24 :Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier ..……31
Tableau III.25 :Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.....31
Tableau III.26 :Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier. 31
Tableau III.27 :Calcul des sections d'acier de l'escalier.....32
Tableau III.28:Vérification de la contrainte tangentielle. 32
Tableau III.29 : Vérification à l'E.L.S. 33
Tableau III.30 : Vérification de la flèche de l'escalier……..……..33
Tableau III.31: Prédimensionnement de la poutre palière.…….……...34
Tableau III.32 :Les efforts internes de la poutre palièreà l'ELU et à l'ELS…….……...34
Tableau III.33 :Ferraillage de la poutre palière..…….……...……..……35
Tableau III.34 :Vérification à l'E.L.S de la poutre palière.....……35

Tableau III.35 :Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière……..35

Tableau III.36 :Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière……...35

Tableau III.37 :Vérification de la flèche de la poutre palière ……35

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1 :Calcul du centre de masse centre d'inertie……37

Tableau IV.2 :Calcul de l'excentricité théorique……..38

Tableau IV.3 :Calcul de l'excentricité accidentelle…….38

Tableau IV.4 :Détermination du coefficient de comportement R du structure……...41

Tableau IV.5 : Détermination du facteur de qualité Q du bloc……....42

Tableau IV.6 :Le comportement des trois premiers modes……..43

Tableau IV.7 :Périodes et coefficients de participation massique…….44

Tableau IV.8 :Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente…….....46

Tableau IV.9 :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……...46

Tableau IV.10 :Forces sismiques selon la hauteur suivant X et y……..47

Tableau IV.11 :Calcul du moment de renversement……...48

Tableau IV.12 :Calcul du moment stabilisant…….48

Tableau IV.13 :Vérification de stabilisation……..48

Tableau IV.14 : Vérification l'effet P-Δ sens X……...49

Tableau IV.15 :Vérification l'effet P-Δ sensY……..……49

Tableau IV.16 :Vérification des déplacements inter-étages sens X……50

Tableau IV.17:Vérification des déplacements inter-étages sensY……..50

TableauIV.18:Vérification des contraintes de cisaillement…… …..….51

Tableau. IV.19. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux……52

Tableau V.1:Ferraillage longitudinal d

Tableau V.1 : Ferraillage longitudinale des poutres principales 54

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinale des poutres secondaires porteuses..... 54

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal de poutres secondaires. 54

Tableau V.4 : Ferraillage longitudinal *de chainages..... 54

Tableau V.5 : vérification à l'E.L.S des poutres porteuses..... 55

Tableau V.6 : vérification à l'E.L.S des poutres porteuses..... 55

Tableau V.7 : vérification à l'E.L.S des poutres secondaires. 56

Tableau V.8 : vérification à l'E.L.S des chainages 56
Tableau V.9 : Vérification de contrainte de cisaillement..... 56
Tableau V.10 : Section d'armatures transversales. 57
Tableau V.11 : Vérification de la flèche des poutres..... 58
Tableau V.12 : Vérification de la flèche. 58
Tableau V.13 : Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux. 61
Tableau V.14 : Nouvelles sections adoptées des poteaux avec leurs ferraillages. 62
Tableau V.15 : Détermination des contraintes de l'acier et du béton à l'E.L. S..... 63
Tableau V.16 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux 64
Tableau V.17 : Choix des arma00tures et leurs espacements des poteaux 65
Tableau V.18 : La section calculée d'arm0atures verticales des voiles pleins L=4.85m. 68
Tableau V.19 : Armatures verticales dans les voiles pleins (L=4.85m). 69
Tableau V.20: Vérification des contraintes normales des voiles..... 69
Tableau V .21 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les voiles. 69
Tableau V .22 : La section d'armatures horizontales des voiles. 69
Tableau V.23: Calcul des armatures verticales trumeaux(Suivant X) L=1.25m…. ……71
Tableau V.24: Armatures verticales trumeaux (L=0.95m)……..…….72
Tableau V.25 :. Vérification à l'ELS des armatures verticales……..……...72
Tableau V.26: Vérification des contraintes de cisaillement dans les voiles……..72
Tableau V.27: La section d'armatures horizontales des voiles…….73
Tableau V.28 : Choix de la méthode de calcul……..……76
Tableau V .29: La section choisie d'armatures des linteaux du RDC jusqu'au 5ème étage…77
Tableau V .30 : La section d'armatures des linteaux (6ème et 7ème étage)…….77
Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.. 79
Tableau VI.2 : Vérification de chevauchement. 80
Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.(Y) 81
Tableau VI.4 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.....82
Tableau VI.5 : Dimensionnement de la poutre de libage..…..83
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.....83
Tableau VI.7 : Vérification de la stabilité au renversement……83
Tableau VI.8 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles..…..84
Tableau VI.9 : Ferraillages des semelles filantes sous voile..…..84
Tableau VI.10 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous poteaux.....85
Tableau VI.11:Ferraillages des armatures principales de la semelle..…..85

Tableau VI.12 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.....86
Tableau VI.13 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage... 86
Tableau VI.14 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.....86
Tableau VI.15 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.86
Tableau VI.16 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.....87
Tableau VI.17 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS..87
Tableau VI.18 : Vérification du cisaillement de la poutre de libage 87
Tableau **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**.19: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……..…….87
Tableau **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**.20: Ferraillage longitudinal des longrines……..89
Tableau **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**.21: Vérification de contrainte à L'ELS des longrines…….……89
Tableau **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**.22 : Calcul des armatures transversales des longrines…….89

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max} , A_{min} : Section d'acier maximale et minimale.
$A_{rép}$: armateur de réparation.
A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire d'une section de béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
L_{tot} : longueur total.
L_f : Longueur de flambement.

L_t : Largeur de la section tendue.
L_t : Largeur de la section comprimée.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T: section entièrement tendue.
E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
G : module d'élasticité transversale.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
K: Rigidité.
Z: bras de levier.
M : Moment fléchissant.
M_0 : Moment isostatique.
M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.
N_u : Effort normal ultime.
T_u , V_u: Effort tranchant ultime.
F : effort de traction.
R_a : Réaction à gauche.
R_b: Réaction à droite.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E,V : Charge sismique.

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 Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
ep : épaisseur.
e_0 : excentricité.
a : épaisseur du voile.

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_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f: Longueur de flambement.
S_t, t : Espacement d'armature transversale.
S_{rep}: Espacement de répartition.
S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.
S_{Zc} : Espacement dans la courant.
ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.
β :bras de levier réduit.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
u_c : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions.
σ : Contrainte normale.
σ_m: Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.
ξ: Amortissement.

Autres notations

Acc : Etat accidentel.
BA: Béton armé.
FeE : Nuance de l'acier.
HA : Haut adhérence.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.
RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant.
Terr: Terrasse

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements, ainsi que le côté économique en visant le meilleur rapport sécurité/prix, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures en béton armé, la mécanique des sols et les matériaux de construction. Cependant, la résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou par l'un des deux.

Dans ce projet, l'étude sera menée sur un bâtiment en R+7, dont la structure est constituée par des portiques contreventés par des voiles en béton armé, implanté dans une zone de forte sismicité. A cet effet, on va essayer de mettre en évidence les connaissances acquises durant notre formation en Master - Génie Civil. Après une introduction générale, cette étude se décompose en six chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux de construction utilisés. Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite, le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires. Le chapitre quatre et le chapitre cinq sont dédiés respectivement à l'étude dynamique et au ferraillage des éléments résistants de la structure. Dans cette partie, on a utilisé le logiciel de calcul SAP 2000 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux de part, et d'autre part, on a utilisé le logiciel nommé Socote pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version 2003. Dans le dernier chapitre s'attache à étudier l'infrastructure et choisir le type de fondation adéquat.

A la fin, nous clôturons ce travail par une conclusion générale en mettant en évidence les éléments et les cas les plus vulnérables trouvé avec la conception parasismique adoptée pour notre bâtiment.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Ce chapitre va consacrer à la description générale de notre bâtiment et donne un aperçu sur le site d'implantation et la zone sismique considérée selon le règlement en vigueur. Ainsi, pour donner les caractéristiques géométriques de la structure étudiée et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans cette dernière.

I.2. Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales Khelladi Mohamed à Berrouaghia, consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment a une forme irrégulière, comportant : Un rez-de-chaussée (RDC) + Sept (07) étages. Il sera implanté à Ain Defla, classée comme zone de haute sismicité (zone III), selon le règlement parasismique algérien 1999 version 2003 (RPA2003) [1]. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2].

I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

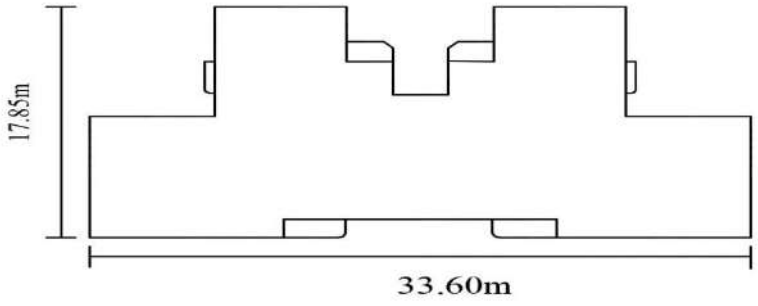


Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié

I.3.2. Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Hauteur de RDC et des étages courants : **3.4m**
- Hauteur totale du bâtiment : **27.2 m**

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment a une hauteur dépassant 11 m, alors le RPA2003, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit avec palier intermédiaire.

I.4.6. Ascenseur

L'arrêté ministériel du 24 janvier 2015 fixant les spécificités techniques du logement promotionnel public, publié dans le Journal officiel № 61, prévoit prévoir un ascenseur au minimum d.une contenance de 8 places (630 Kg), pour les immeubles moyens en R+6 à R+9. A cet effet, on doit avoir un ascenseur dont les dimensions suivantes :

- Cabine : 1200x1300x2135 mm^3 ; Portes : 900x2100 mm^2 ; Gaine : 1600x1600 mm^2
- Profondeur de la cuvette (HSG) : 1060 mm
- Hauteur sous dalle pour contrepoids parachuté (HSK) : 3400+70 mm

I.5. Caractéristique mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction.

I.5.4.1. Résistance du béton

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

a) Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16 cm et H = 32 cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" pourrait être déterminée en traction directe ou par fendage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2] :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \qquad \text{avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$V = \frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a}{\Delta_l} \qquad \text{(I.4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"). Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{soit : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} MPa \qquad \text{(I.6)}$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	$HA \geq 8$
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$. Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

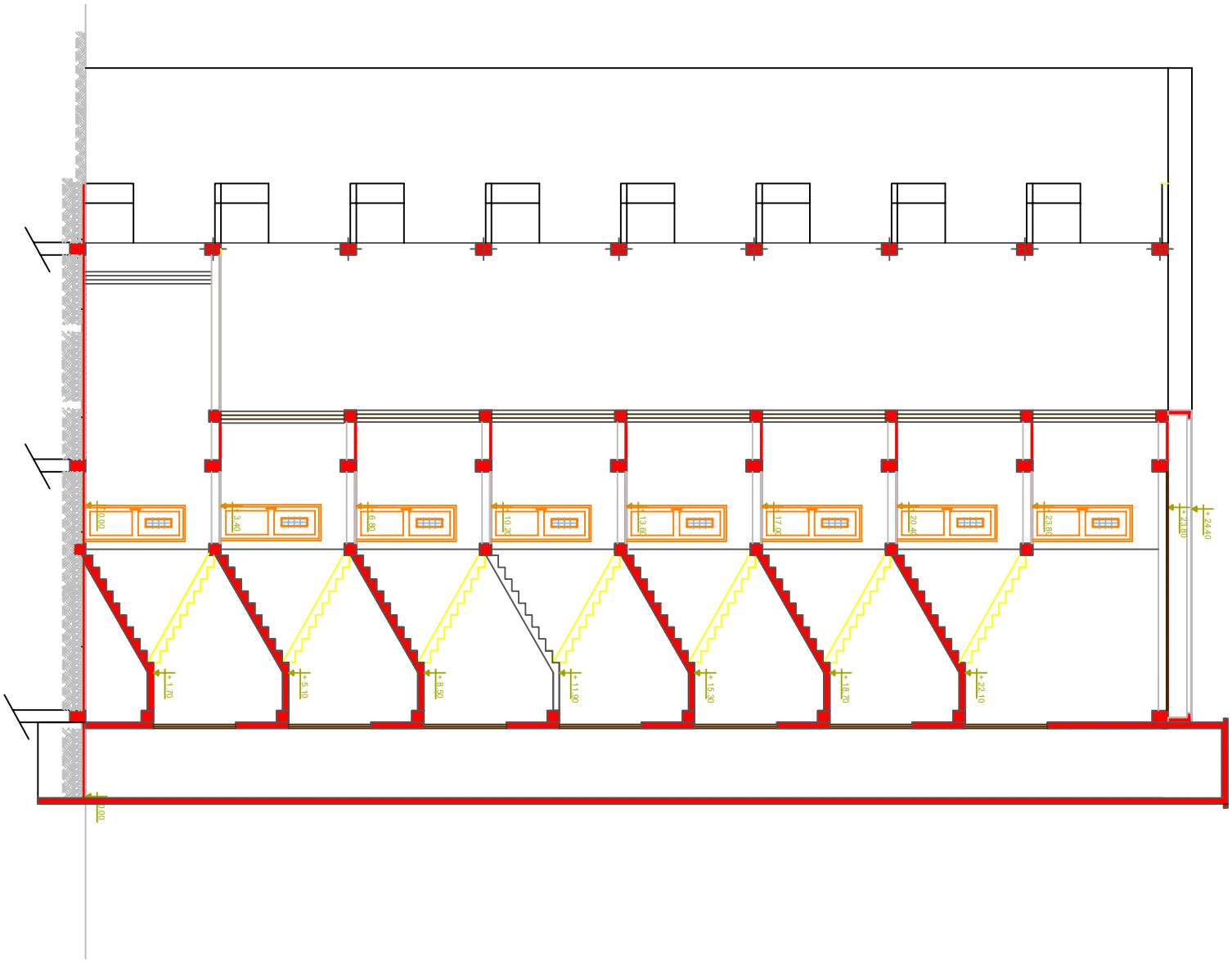
- ***Etat limite ultime*** (ELU) basé sur :
  - *1- Equilibre statique ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La stabilité de forme.*
- ***Etat limite de service*** (ELS) basé sur :
  - *1- La compression du béton ;*
  - *2- L'ouverture des fissures ;*
  - *3- La déformation.*

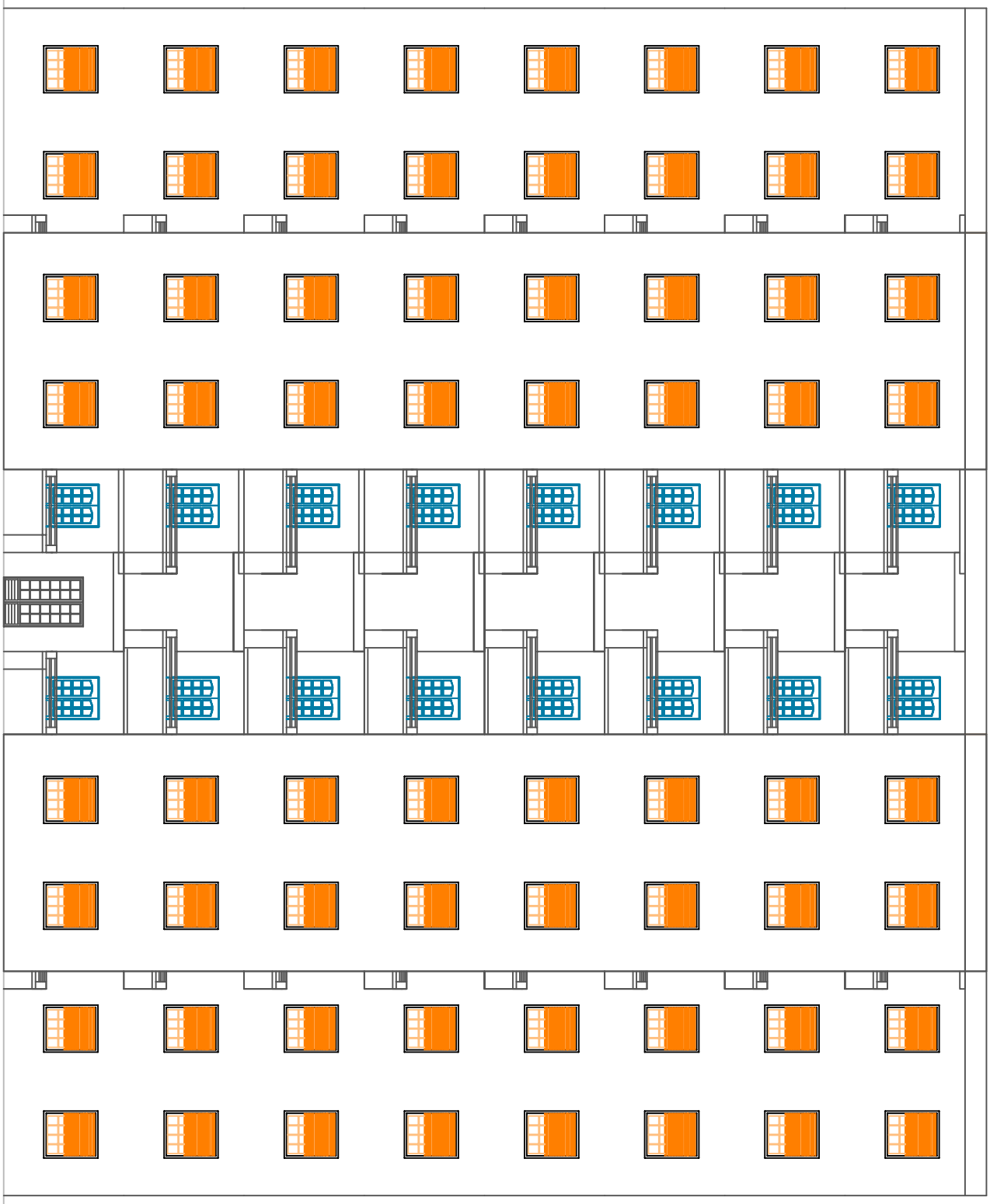
Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

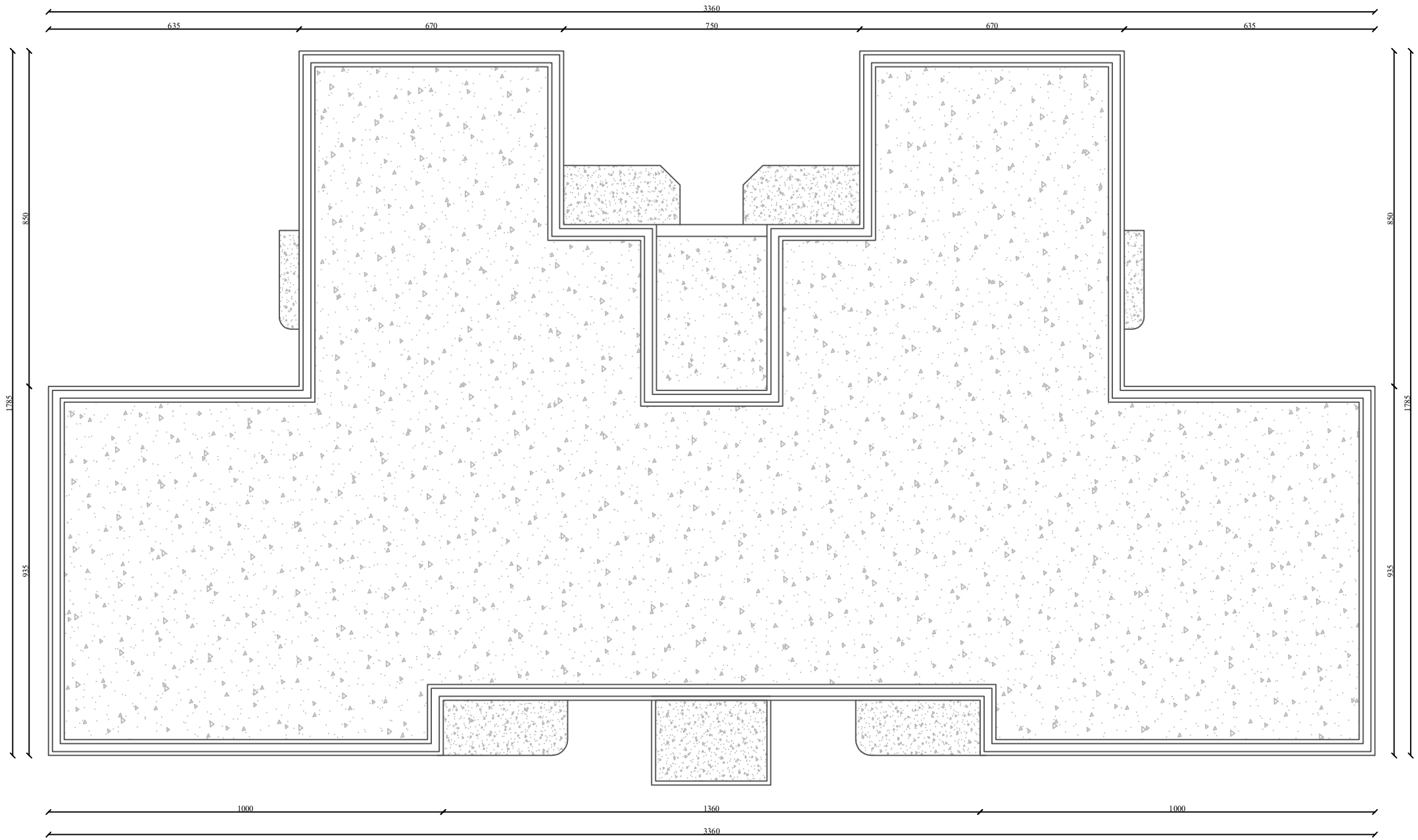
- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6 MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : HA *« fe* = 400*MPa »*
  - Transversales : RL *« fe*=235 *MPa »* (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA *« fe* = 500*MPa »*

CHAMBRE 01
S=11.80
CHAMBRE 02
S=13.70
CHAMBRE 03
S=11.60
SDB
S=4.30
SEJOUR
S=20.10
CUISINE
S=10.60
LOGGIA
S=4.00
HALL
8.30 m2
DEGAGEMENT
27.80 m2
RANGEMENT
S=1.20
SEJOUR
S=19.00
CUISINE
S=11.00
SDB
S=2.90
SECHOIR
S=2.70
WC
S=1.35
LOGGIA
S=3.70
HALL
8.70 m2
CHAMBRE 01
S=12.60
CHAMBRE 02
S=12.60
ENTREE
NIV.+3.40
INACCESSIBLE
TERRASSE
BAU
GAZ

CHAMBRE 01
CHAMBRE 02
CHAMBRE 03
SDB
CUISINE
SEJOUR
LOGGIA
HALL
DEGAGEMENT
ENTREE
SECHOIR
RANGEMENT
GAZ
EAU
HAU


+0.00
+3.40
+6.80
+10.20
+13.60
+17.00
+20.40
+23.80
+24.40
+1.70
+5.10
+8.50
+11.90
+15.30
+18.70
+22.10
0.00




3360
635
670
750
670
635
1785
850
935
1785
850
935
1000
1360
1000
3360

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire: il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.2. Les plancher

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages sa fonction principale est de résister et supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs

II.2.a- Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux. La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20) \qquad [2]$$

Avec : L : longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 5.4 m d'où alors $21.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 27.0 \text{ cm}$

On choisira : $h_t = 24$ cm ; telle que : $h_t = d + e$

d= 20 cm (hauteur de corps creux) et **e**= 4 cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc, on adopte : $h_t = (20 + 4)$ cm.

II.2.b- Dalle pleine

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

i) Critère de résistance

Dalle reposant sur deux appuis : $(L_x/35) \leq e_p \leq (L_x/30)$

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

Dans notre cas, on a : L = 3.15 m

D'où alors : $9.42\text{cm} \leq h_t \leq 11\text{cm}$

ii) Sécurité contre l'incendie

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

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

iii) Condition d'isolation acoustique ep ≥ 15cm.

- Critère de résistance $315/35 \leq ep \leq 315/30 \Rightarrow 9 \leq ep \leq 10.5$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Donc, on adoptera pour la dalle pleine une épaisseur : **e_P = 15 cm**

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Plancher à corps creux

a) Plancher terrasse (Terr)

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.14	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Planche corps creux	0.20+0.04	3.3
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
La charge permanente G (kN/m²)			**7.26**

b) Plancher étage courant (EC)

Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Planche corps creux	0.2+0.04	3,30
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
La charge permanente G (kN/m²)			**6.12**

II.3.2. Plancher à dalle pleine

a) Plancher terrasse

Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Dalle pleine)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
La charge permanente G (kN/m²)			**7.71**

b) Plancher étage courant (EC)

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher étage courant (Dalle pleine)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Dalle pleine	0.15	3.75
4	Enduit de ciment	0.02	0.36
5	Mur simple cloison	0.10	1.62
La charge permanente G (kN/m²)			**6.57**

II.3.3. Maçonnerie

a) Murs intérieurs (Simple cloison)

Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
La charge permanente G (kN/m²)				**1.62**

b) Murs extérieurs (Double cloison)

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
La charge permanente G (kN/m²)				**2.52**

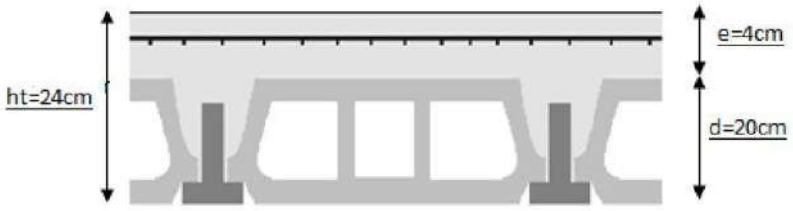


Figure II .1: Plancher à corps creux

c) Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : Q = 1kN/m^2 [4]

Le plancher courant à usage d'habitation Q = 1.5kN/m^2 [4]

II.4. Les 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.

II.4.1. Prédimensionnement

Elles sont pré dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA93) à partir de L (L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis). Comme suit:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad 0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h \qquad [1]$$

II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99

$B \geq 20cm$

$H \geq 30cm$ [1]

$H/b \leq 4.0$

$B_{max} \leq 1.5h+b_1$

Avec $e \leq \max(b1/2.\ h_1/2)$

II.4.3. Poutres principales (PP)

On a : $L_{max} = 6.15$ m

Alors : $41cm \leq h \leq 61.5cm$ On prend : h = 45 cm

Et : $13.5cm \leq b \leq 28.00$ On prend : b = 30 cm

Remarque : En raison de disposition constructive, on n'a pas respecté rigoureusement la condition précédente. On a choisi une largeur plus grande que la limite supérieure afin d'éviter la ségrégation du béton lors du coulage.

-Vérification selon le RPA99

NB: Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

$b = 30 > 20$ cm (C.V)

$h = 45 > 30$ cm (C.V)

$h/b = 1.33 \leq 4.0$ (C.V)

II.4.4-Poutres secondaires (PS)

On a **:** $L_{max} = 5.40$ m

Alors : $36 \text{ cm} \leq h \leq 54$ cm : On prend : h = 40 cm

Et $12 \leq b \leq 28$: On prend : b = 30 cm

-Vérification selon le RPA99

$b = 30 > 20$ cm (C.V)

$h = 40 > 30$ cm (C.V)

$h/b = 1.33 \leq 4$ (C.V)

Conclusion

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes pour les PP et PS.

II.5. Les poteaux

Pour le prédimensionnement des poteaux, on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation : le poteau sera prédimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.5.1. Etapes de prédimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime}} \leq \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\boldsymbol{\alpha} \qquad [1]$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A} = \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}}$

$\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \qquad [1]$$

Avec : $\lambda = \frac{\mathbf{L}_f}{\mathbf{i}}$ **:** C'est l'élancement mécanique

$\mathbf{L_f = 0.7\ L_0}$ **:** C'est la longueur de flambement.

$\mathbf{i} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où :

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $\quad I = \frac{h.b^3}{12}$ …….. Pour les Poteaux carrés ;

$i = \frac{D}{4}$ $\quad I = \frac{\pi D^4}{64}$ …….. Pour les Poteaux circulaires.

II.5.2. Détermination des charges et surcharges

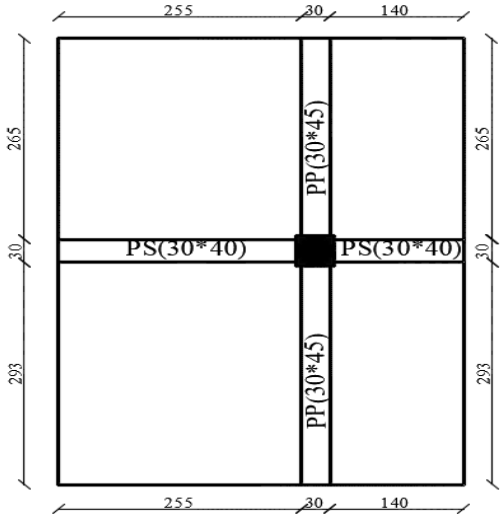


Figure II.2: Représentation du poteau le plus sollicité

a)Surface du plancher revenant au poteau :

Sp= (2.55) x (2.93+2.65)+(1.4)(2.93+2.65) $\Rightarrow$ **S_p=22.041 m^2**

❖ Surface totale :

S_t= (2.55+0.3+1.4) x (2.93+0.3+2.65) $\Rightarrow$ **St=24.99 m**

Tableau II.7 : Prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		7eme	6éme	5éme	4éme	3éme	2éme	1ere	RDC
Dimensions des poteaux	h (cm)	30	30	35	35	40	40	45	45
	b (cm)	30	30	35	35	40	40	40	45

b) Charges Permanentes

Tableau II.8 : Détermination de l'effort normal ultime $\overline{N}_u$ de chaque niveau

Niveau	Section (cm²)	L_f (mm)	I (mm²)	λ	B_r (mm²)	A_s (mm²)	α	$\overline{N}_u$ (kN)
7éme	(30x30)	2380	86.60	27.48	78400	90	0,757	1122.29
6éme	(30x30)	2380	86.60	27.48	78400	90	0,757	1122.29
5éme	(35x35)	2380	101.03	23.55	108900	122.5	0,779	1604.98
4éme	(35x35)	2380	101.03	23.55	108900	122.5	0,779	1604.98
3éme	(40x40)	2380	115.47	20.61	144400	160	0,795	2169.77
2éme	(40x40)	2380	115.47	20.61	144400	160	0,795	2169.77
1er	(45x45)	2380	129.90	18.32	184900	202.5	0,806	2816.00
RDC	(45x45)	2380	129.90	18.32	184900	202.5	0,806	2816.00

Tableau II.9 : Calcul du poids de chaque niveau

Niveau	Gplancher (kN)	Gpoteau (kN)	Gpp (kN)	Gps (kN)	Gtotal (kN)	Gcumulé (kN)
$7^{éme}$	141.2	7.7	18.8	18.2	185.8	185.8
$6^{éme}$	121	7.7	18.8	18.2	165.6	351.9
$5^{éme}$	121	10.4	18.8	18.2	168.4	519.9
$4^{éme}$	121	10.4	18.8	18.2	168.4	691.5
$3^{éme}$	121	13.6	18.8	18.2	171.6	863.1
$2^{éme}$	121	13.6	18.8	18.2	171.6	1034.69
1^{er}	121	17.2	18.8	18.2	175.2	1209.91
RDC	131.7	17.2	18.8	18.2	185.9	1395.83

c).Charger d'exploitation

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

$$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$$

- *n*: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est 0).
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Tableau II.10 : Détermination des charges d'exploitations

Niveau	Q		n	$\frac{3+n}{2n}$	Qcumulée
$7^{éme}$	Q_0	23.2	0		23.2
$6^{éme}$	Q_1	36	1	1	59.2
$5^{éme}$	Q_2	36	2	0.95	91.6
$4^{éme}$	Q_3	36	3	0,90	120.4
$3^{éme}$	Q_4	36	4	0,85	145.6
$2^{éme}$	Q_5	36	5	0 ,80	167.2
1^{er}	Q_6	36	6	0,75	185.2
RDC	Q_7	37.8	7	0,70	200.86

d).L'effort normal à l'état limite ultime

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

Nu= 1,35G + 1,5Q

Nu= Nu + 10%Nu = 1.1Nu

Tableau II.11 : Vérifications du ($1,1.Nu \leq \overline{N}_u$).

Niveau	G_{cumule}(kN)	Q_{cumule}(kN)	N_u(kN)	1.1 N_u(kN)	$\overline{N}_u$ KN)	1. 1 Nu $\leq \overline{N}_u$
$7^{éme}$	185.8	23.2	285.69	314.26	1122.29	OUI
$6^{éme}$	351.9	59.2	563.31	619.65	1122.29	OUI
$5^{éme}$	519.9	91.6	839.27	923.19	1604.98	OUI
$4^{éme}$	691.5	120.4	1114.12	1225.54	1604.98	OUI
$3^{éme}$	863.1	145.6	1383.58	1521.94	2169.77	OUI
$2^{éme}$	1034.69	167.2	1647.64	1812.04	2169.77	OUI
1^{er}	1209.91	185.2	1911.17	2102.29	2816.00	OUI
RDC	1395.83	200.86	2185.66	2404.22	2816.00	OUI

- Vérification vis-à-vis du RPA 99

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Min (b_1. h_1) $\geq$ 30 cm. En zone III
- Min (b_1. h_1) $\geq$ h_e / 20
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4

Donc pour le poteau carré (30x30) on a :

Min (30. 30) = 30cm $\geq$ 30 cm. (C.V)

Min (30. 30) =30 cm $\geq$ 340/20 =17cm (C.V)

1/4 < 30/30 = 1 < 4 (C.V)

Conclusion

Toutes les vérifications de RPA99 sont satisfaisantes**.**

II.6. LES 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.

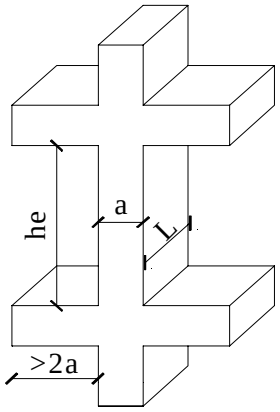


Fig. II-3: Coupe de voile en élévation.

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

On a : $he = h - Ps$; $L \geq 4a$

Pour notre structure : $\mathbf{a} \geq$ MAX (he / 22. 15 cm). [2]

En revanche : he =3.40-0.40= 3m (pour les étages courants et le RDC).

On trouve : (he/22) = 13.63cm alors ; $\mathbf{a} \geq$ max (13.63cm ; 15cm) = 15 cm.

Donc, on adopte une épaisseur de 15 cm pour tous les étages.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Il est assimilé à une console de 100 cm 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 1 kN/ml appliquée à son extrémité (Figure III.1). La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries. Le calcul se fait alors pour une bande de un mètre (1m) en flexion composée. Le tableau III.1 illustre les efforts appliqués et le ferraillage adopté pour l'acrotère. Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul SOCOTEC, ainsi que les vérifications nécessaires à l'ELS. Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

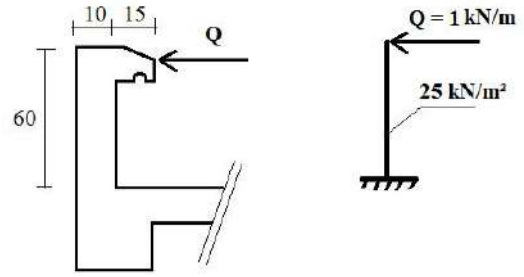


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère et son schéma statique équivalent.

Tableau.III.1 : Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
Section 100x10 (cm²)	1,875	0,60	0,17	0	2x5HA8 = 2x2,51	2x4HA8= 2x2,01	25	20

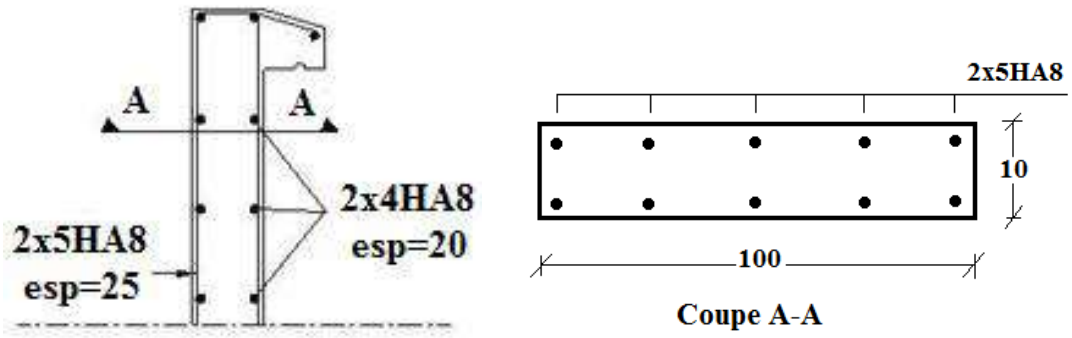


Figure III.2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux

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

- Poutrelles préfabriquées en BA, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement ;
- Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (Get Q), en traitant les deux éléments suivants :

- Les poutrelles ;
- La dalle de compression.

III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumises aux charges G et Q. La surface revenant à chaque poutrelle est la moitié de la longueur des corps creux dans les deux côtés sur toute la longueur de la poutrelle, c.à.d. (2x (0,65/2)xL). Cependant, la disposition des poutrelles se fait dans le sens de la petite portée. En effet, le calcul se fait en deux étapes : avant coulage et après coulage.

III.2.1.1. Avant coulage

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

- Son poids propre et le poids du corps creux comme une charge permanente G ;
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou $(0,5*L)$ kN, qui représente le poids d'un ouvrier comme une surcharge d'exploitation Q.

Pour avoir le nombre des étaiements nécessaires, on doit vérifier la flèche par la méthode exposée en (annexe 1), Il y a une méthode simplifiée, consiste à calculer la section en BA de 12x4 en flexion simple. Le fait que $A' \neq 0$, on rajoute des étaiements jusqu'on obtient $\mu \leq \mu_l$. Dans notre cas, on arrive à une distance égale à 1,00 m entre les étaiements.

III.2.1.2. Après coulage

Après le coulage du béton, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Pour les planchers étudiés, on aura deux types de poutrelles à traiter séparément sous les charges et les surcharges de l'étage courant et de la terrasse :

- Poutrelle à 2 travées ;
- Poutrelle à 9 travées.

Pour étudier les poutrelles, on passe d'abord par la méthode forfaitaire (annexe A), Si ses conditions ne sont pas remplies, on fait le calcul par une méthode plus rugueuse. Dans ce cas, il s'agit de la méthode de Caquot (annexe 1).

- ***Type 1 : poutrelle à 2 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))***

Tableau.III.2 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU

Travée	Pu	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
3-4	6.7806	3.35	3.35	9.51	1.90	17.78	-0.33	6.62	-16.10
4-6	6.7806	5.4	5.4	24.72	17.78	4.94	13.35	20.69	-15.93

Tableau.III.3 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU

Travée	Pu	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
3-4	6.3072	3.35	3.35	8.85	1.77	16.54	-0.31	6.16	-14.97
4-6	6.3072	5.4	5.4	22.99	16.54	4.60	12.42	19.24	-14.82

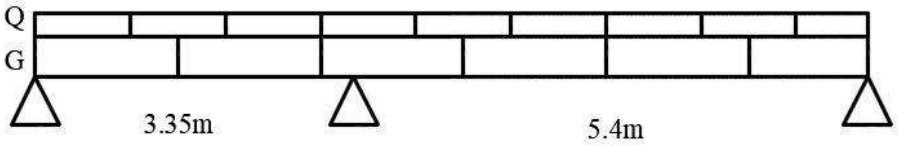
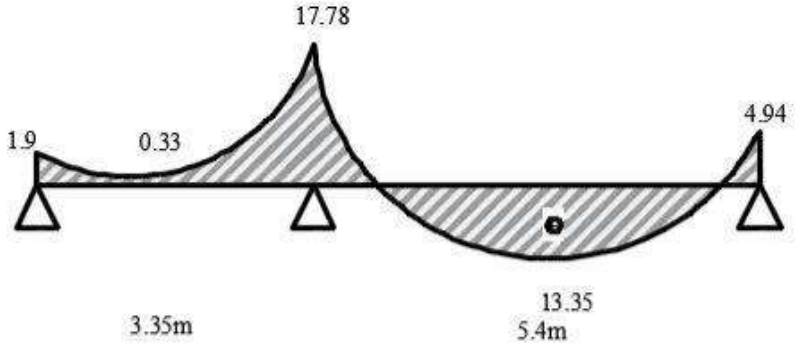
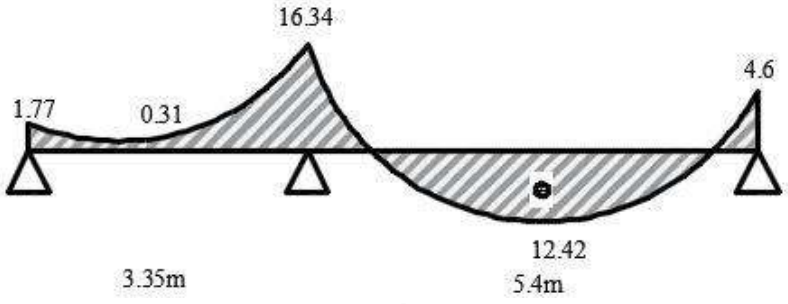


Figure III.3 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées

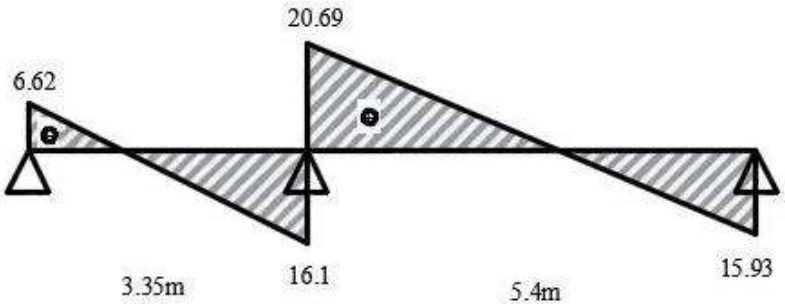


a)

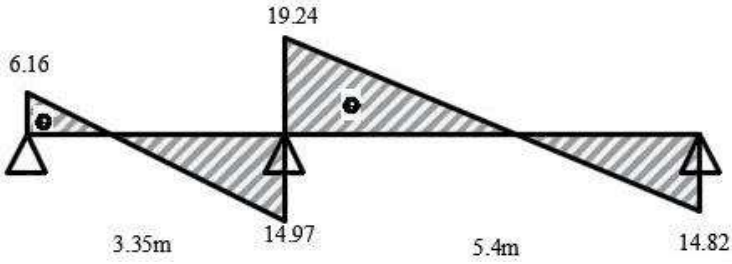


b)

Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse b) EC



a)

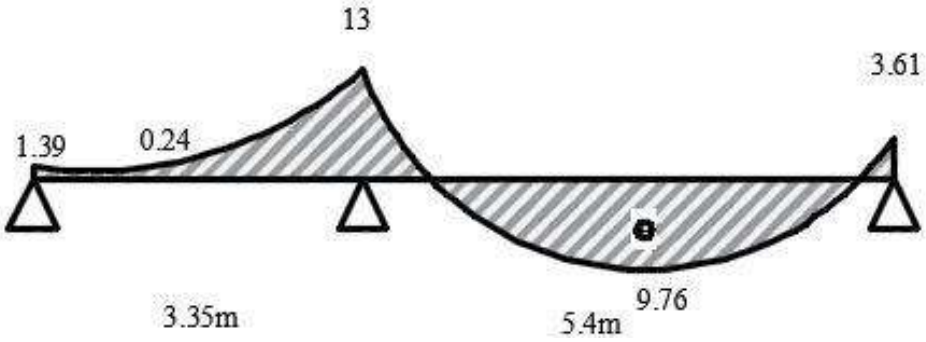


b)

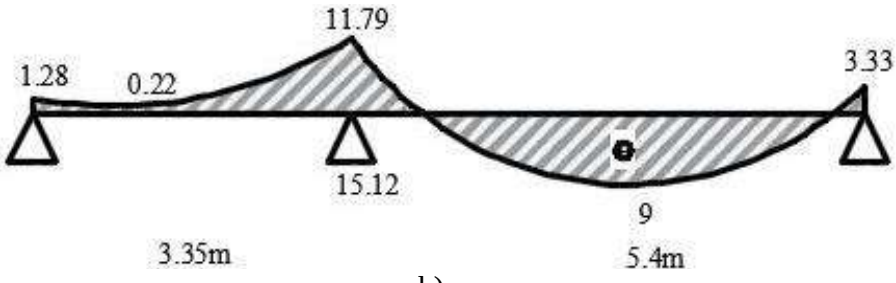
Figure III.5 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

Tableau.III.4 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS

Travée	Pu	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
3-4	4.956	3.35	3.35	6.95	1.39	13.00	-0.24	4.84	-11.77
4-6	4.956	5.4	5.4	18.06	13.00	3.61	9.76	15.12	-11.64



a)

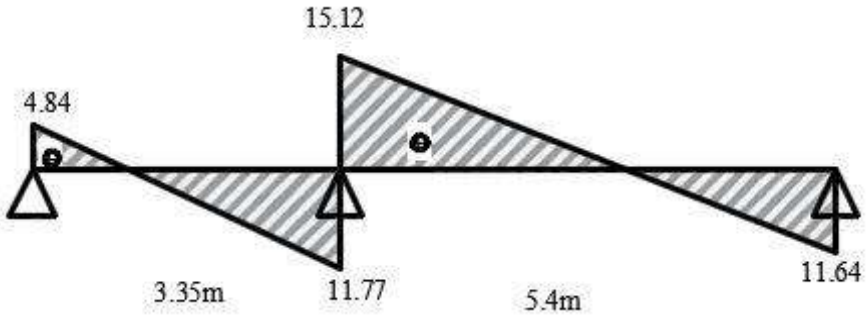


b)

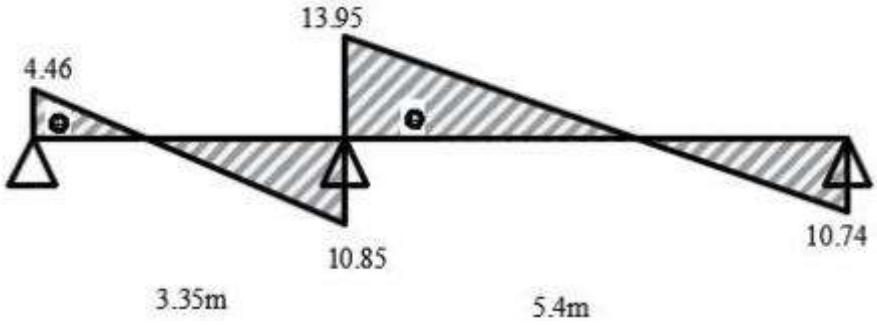
Figure III.6 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

Tableau.III.5 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS

Travée	Pu	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
3-4	4.572	3.35	3.35	6.41	1.28	11.99	-0.22	4.46	-10.85
4-6	4.572	5.4	5.4	16.66	11.99	3.33	9.00	13.95	-10.74



a)



b)

Figure III.7 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

- ***Type 2 : poutrelles à 9 travées (plancher terrasse et étage courant (EC))***

NB : *En raison de symétrie, on va étudier la moitie de la poutrelle.*

Tableau.III.6 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELU

Travée	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
1-2	6.78	3.15	3.15	8.41	1.68	6.71	4.21	9.08	-12.28
2-3	6.78	3.2	2.56	8.68	6.71	5.48	2.58	11.23	-10.47
3-4	6.78	3.35	2.68	9.51	5.48	11.38	1.08	9.60	-13.12
4-6	6.78	5.4	4.32	24.72	11.38	11.25	13.40	18.33	-18.28
6-7	6.78	3.1	2.48	8.15	11.25	11.25	-3.10	10.51	-10.51
7-9	6.78	5.4	4.32	24.72	11.25	11.38	13.40	18.28	-18.33
9-10	6.78	3.35	2.68	9.51	11.38	5.48	1.08	13.12	-9.60
10-11	6.78	3.2	2.56	8.68	5.48	6.71	2.58	10.47	-11.23
11-12	6.78	3.15	3.15	8.41	6.71	1.68	4.21	12.28	-9.08

Tableau.III.7 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU

Travée	p ELU	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
1-2	6.3072	3.15	3.15	7.82	1.56	6.24	3.92	8.45	-11.42
2-3	6.3072	3.2	2.56	8.07	6.24	5.10	2.40	10.45	-9.74
3-4	6.3072	3.35	2.68	8.85	5.10	10.59	1.00	8.93	-12.20
4-6	6.3072	5.4	4.32	22.99	10.59	10.46	12.47	17.05	-17.01
6-7	6.3072	3.1	2.48	7.58	10.46	10.46	-2.89	9.78	-9.78
7-9	6.3072	5.4	4.32	22.99	10.46	10.59	12.47	17.01	-17.05
9-10	6.3072	3.35	2.68	8.85	10.59	5.10	1.00	12.20	-8.93
10-11	6.3072	3.2	2.56	8.07	5.10	6.24	2.40	9.74	-10.45
11-12	6.3072	3.15	3.15	7.82	6.24	1.56	3.92	11.42	-8.45

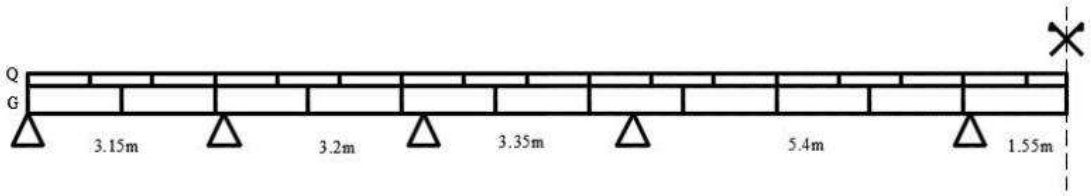


Figure III.8 : Schéma statique équivalent des poutrelles avec les dimensions des travées

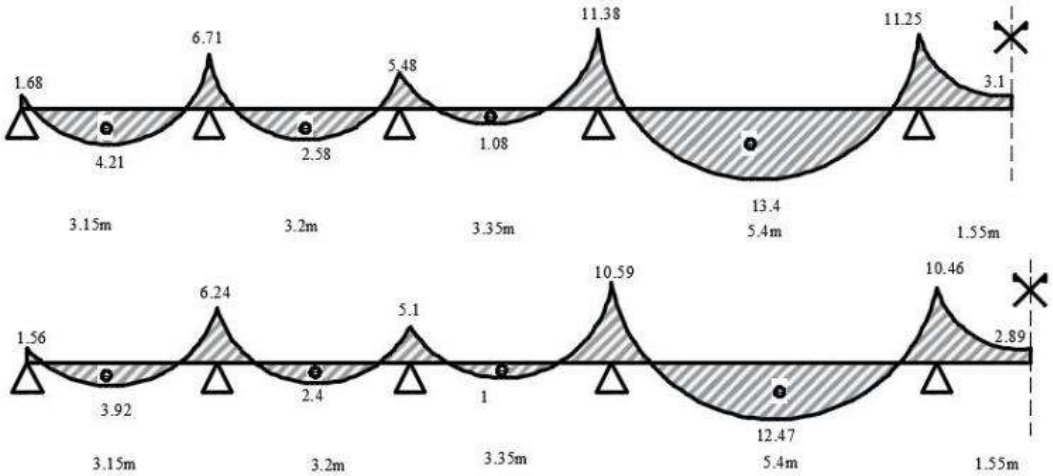


Figure III.9 : Diagrammes des moments à l'ELU du plancher a) terrasse b) EC

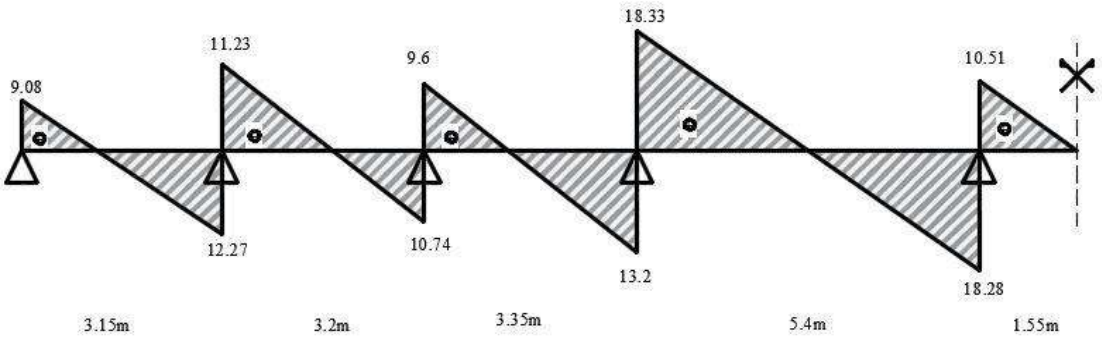


Figure III.10 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher terrasse

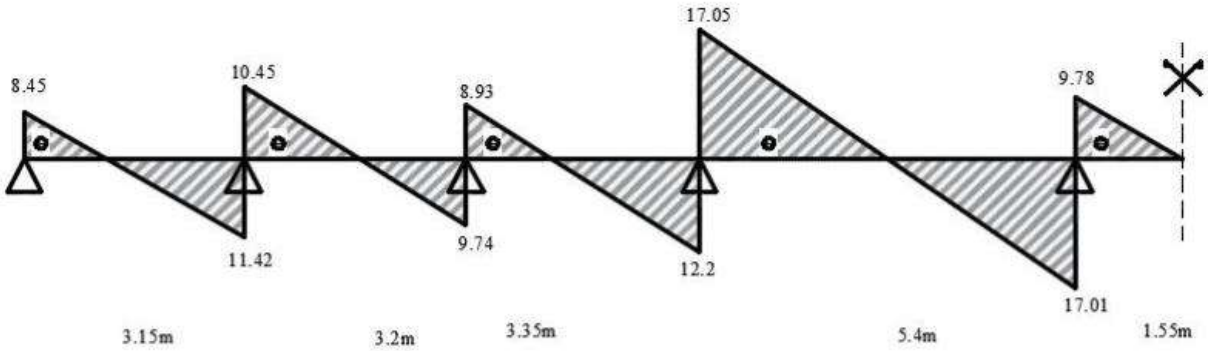
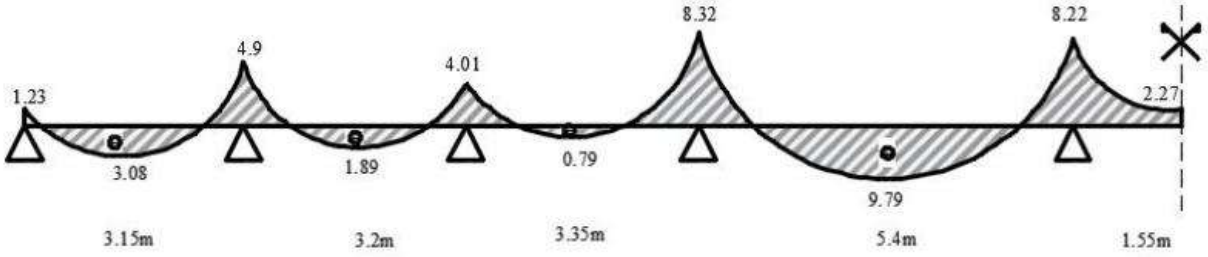


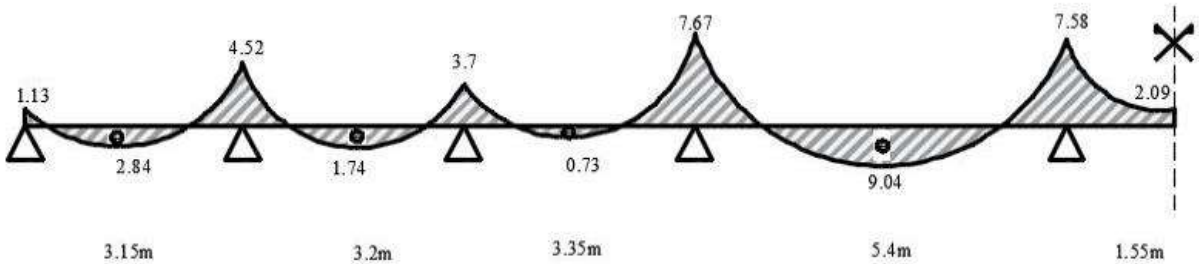
Figure III.11 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher EC

Tableau.III.8 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à la terrasse à l'ELS

Travée	Pu	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
1-2	4.96	3.15	3.15	6.15	1.23	4.90	3.08	6.64	-8.97
2-3	4.96	3.2	2.56	6.34	4.90	4.01	1.89	8.21	-7.65
3-4	4.96	3.35	2.68	6.95	4.01	8.32	0.79	7.01	-9.59
4-6	4.96	5.4	4.32	18.06	8.32	8.22	9.79	13.40	-13.36
6-7	4.96	3.1	2.48	5.95	8.22	8.22	-2.27	7.68	-7.68
7-9	4.96	5.4	4.32	18.06	8.22	8.32	9.79	13.36	-13.40
9-10	4.96	3.35	2.68	6.95	8.32	4.01	0.79	9.59	-7.01
10-11	4.96	3.2	2.56	6.34	4.01	4.90	1.89	7.65	-8.21
11-12	4.96	3.15	3.15	6.15	4.90	1.23	3.08	8.97	-6.64



a)

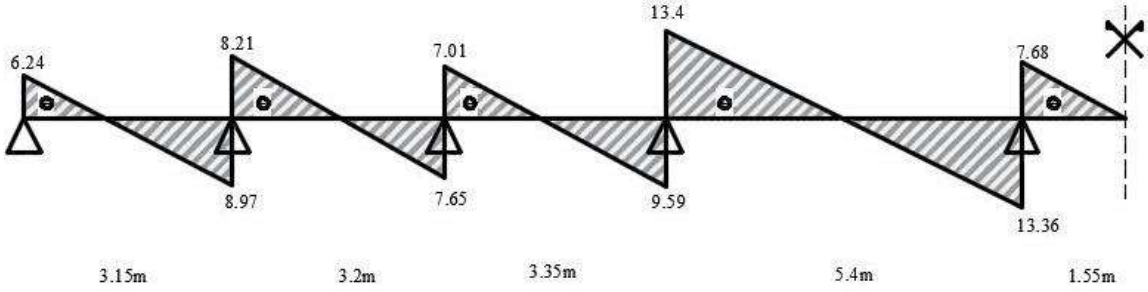


b)

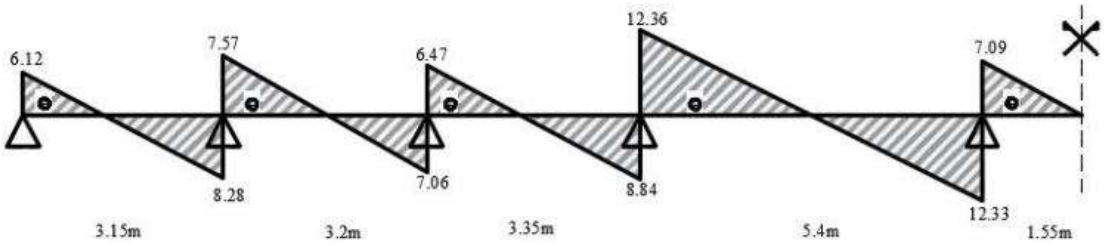
Figure III.12 : Diagrammes des moments à ELS du plancher a) terrasse et b) EC

Tableau.III.9 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS

Travée	p ELS	L	L'	M_0 (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	M_t (kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
1-2	4.572	3.15	3.15	5.67	1.13	4.52	2.84	6.12	-8.28
2-3	4.572	3.2	2.56	5.85	4.52	3.70	1.74	7.57	-7.06
3-4	4.572	3.35	2.68	6.41	3.70	7.67	0.73	6.47	-8.84
4-6	4.572	5.4	4.32	16.66	7.67	7.58	9.04	12.36	-12.33
6-7	4.572	3.1	2.48	5.49	7.58	7.58	-2.09	7.09	-7.09
7-9	4.572	5.4	4.32	16.66	7.58	7.67	9.04	12.33	-12.36
9-10	4.572	3.35	2.68	6.41	7.67	3.70	0.73	8.84	-6.47
10-11	4.572	3.2	2.56	5.85	3.70	4.52	1.74	7.06	-7.57
11-12	4.572	3.15	3.15	5.67	4.52	1.13	2.84	8.28	-6.12



a)



b)

Figure III.13 : Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU du plancher a) terrasse et b) EC

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau III.10, au plancher de l'étage courant comme de la terrasse :

Tableau III.10 : Les moments maximums aux appuis et en travées

Etage	Moment Max aux appuis		Moment Max en travées	
	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)	ELU (kN.m)	ELS (kN.m)
Terrasse	17.78	13	13.4	9.79
EC	16.44	11.99	12.47	9.04

a) Calcul du ferraillage

Le ferraillage est calculé en flexion simple avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul Socotec pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire.
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.10.

Pour le ferraillage, on va utiliser une poutrelle métallique standard (dont E500) dont les caractéristiques sont données en annexe, Par contre, on va utiliser un acier à haute adhérence (dont E400) pour les armatures de renforcement (voir Tableau I.1 du chapitre I).

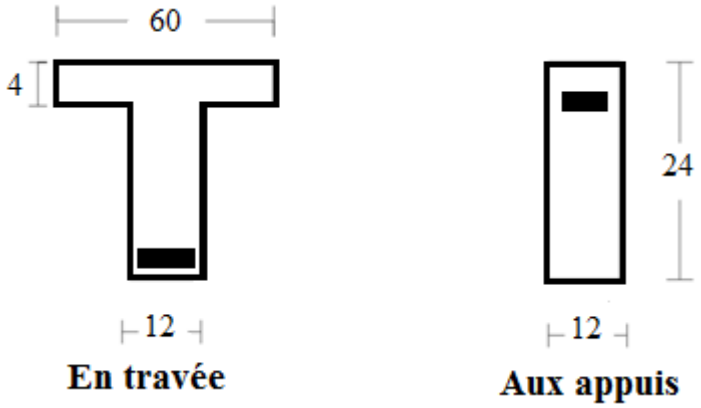


Figure III.14 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Tableau III.11 : Calcul du ferraillage des poutrelles aux appuis et en travée

Position	Etages	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Aux	Terrasse	17.78	2.73(E400)	2HA14
En travée	Terrasse	13.40	1.82 (E400)	1HA8+2HA10

b) Calcul des armatures transversales

On a : $\phi t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}$ = {6.86;12;12} (mm).

On adopte ϕt **= 6 mm.**

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4}$ 0.28 cm² ; n_t = 2.

$A_t = a_t.n_t$ = 0.56 cm².

➢ **Espacement:**

St ≤ Min [0.9d, 40 cm] = 19.8 cm

On adopte: St = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.001 \ \textbf{(C.V)}$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.19cm$$

$A_t = 0.56\ cm^2 \geq A_{t\,min} = 0.19\ cm^2$ (C.V) .

Tableau.III.12. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversales	**Espacement**
2ϕ6	15 cm

c).Vérification à ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.8)

Tableau III.13 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Etages	Sollicitation à l'ELS(kN.m)		Contraintes (MPa)		Contraintes admissible	Vérification
	M_{tmax}	$M_{appui\ max}$	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	9.79	13	3.7	11.87	15	CV

d).Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible.

Tableau III.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Etages	T_u (kN)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	Vérification
Terrasse	20.69	0,78	3,33	CV

e).Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe2), Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe, dont les résultats sont présentés dans le tableau III.10.

Tableau III.15 : Vérification de la flèche

A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
2.073	9.79	0,0078	246.0183	0,628	12.97	16630.4
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
6840.578	10956.4	12.864	24.096	11.23	10.8	CNV

Remarque :

Puisque la condition de la flèche n'est pas vérifiée, on a augmenté la section d'armatures longitudinales à : **A=2HA10+1HA12 = 2.702 cm²** (Voir Tableau III.10 et Figure III.11)

Tableau III.16 : Vérification de la flèche

A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
2.702	9.79	0,0102	191.6	0,63	13.23	17376.9
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
8334.19	12596.91	10.55	20.95	10.39	10.8	CV

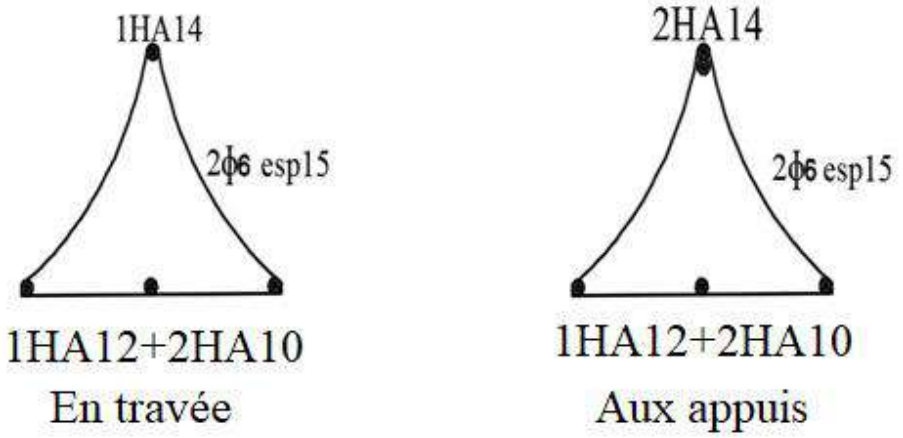


Fig.III.15 : Ferraillage des poutrelles en travée et aux appuis pour l'étage terrasse

III.2.2. Dalle de compression

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles ainsi que pour résister aux efforts appliqués à la dalle. Son ferraillage limite le risque de fissuration. La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

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

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0{,}02\, L\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : Espacements entre axes des poutrelles (60 cm dans notre ouvrage).

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

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

On a : L = $60cm$ $\Rightarrow$ $A_{t1} \geq 0{,}02\, L\frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{500} = 0{,}48cm^2/ml$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0{,}5}{2} = 0{,}25cm^2/ml$$

On choisira : A_{t1} = 5 Ø 4,5 = 0,98cm^{2}avec un éspacement de 15cm.

A_{t2} = 4 Ø 4,5 = 0,78cm^{2}avec un éspacement de 15cm.

Le treillis soudé utilisé sera à maillage carré de 15 x 15cm² et diamètre de 4,5 cm (Voir la fiche technique du treillis soudé en (Voir annexe A).

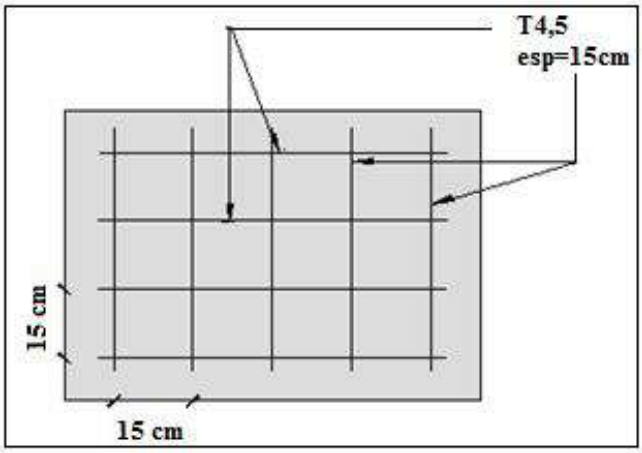


Figure III.16 : Disposition des armatures de la dalle de compression

III.3. Dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul fait en flexion simple(Voir annexe 5),. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

III.3.1. Prédimensionnement

On a une dalle encastrée à deux cotés (Figure III.12) dont le prédimensionnement est donné par la relation suivante :

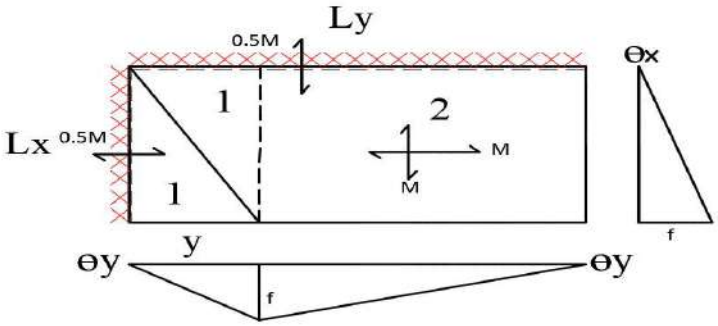


Figure III.17 : Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

- Détermination de l'épaisseur de la dalle pleine :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \frac{315}{35} = 9cm \leq e \leq \frac{315}{30} = 10.5cm \Rightarrow \ on\ adopte\ e = 15cm$$

III.3.2. Déterminations des sollicitations

Tableau III.17 : Combinaisons des charges de la dalle pleine

Etage	G(kN/m^2)	Q(kN/m^2)	P_u(kN/m^2)	P_s(kN/m^2)
Terrasse	3.75	1	6.56	4.75
EC	3.75	1.5	7.31	5.25

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle de la terrasse.

III.3.3. Calcul de ferraillage

III.3.3.1. Armature longitudinales

Le Tableau III.18 : Calcul de ferraillage (armatures longitudinales) de la dalle pleine

	M_{max}(kN .m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	5.08	1.09	4HA8=2.011	25	33	Cv
En appuis	2.54	0.54	4HA8=2.011	25	33	Cv

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bonde de 1 m de largeur et 15 cm d'épaisseur.

- **Condition de non fragilité**

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$[1]

$$\text{En travée et aux appuis : } A = 3{,}14(cm^2) \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 * 100}{1000} = 1{,}5(cm^2) \Rightarrow \text{cv}$$

III.3.3.2. Armatures de répartitions

Tableau III.19 : calcul de ferraillage (armature de répartitions) pour la dalle pleine

	$A_{rép} = A/4\,(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	0.50	3HA8=1.508	33.33	45	Cv
En appuis	0.50	3HA8=1.508	33.33	45	Cv

III.3.4. Vérification à l'ELS

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $avec$ $\overline{\sigma_b}$ = 0.6x25 ⇒ $\overline{\sigma_b}$ = 15MPa

Tableau III.20 : Vérification contrainte à ELS

	A (cm²)	Mser(kN .m)	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	2.01	3.64	2.64	15	cv
En appuis	2.01	1.82	1.34	15	Cv

III.3.5. Vérification de l'effort tranchant a ELU

On doit vérifier que : $\tau<\bar{\tau}$

Tableau III.21 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELS

Section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 *15	4.18	0.03	1,16	Cv

III.3.6. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe). Car une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe, dont les résultats sont présentés dans le tableau III.22.

Tableau III.22 : Vérification de la flèche pour la dalle pleine

A (cm²)	M_{ser}(kN. m)	$\rho(\%)$	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
2.01	3.64	0,0016	161.40	0.155	7.58	28723.51
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
33428.5	142369	0.33	0.23	0.56	6.3	cv

III.4. Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre (Figure III.19).

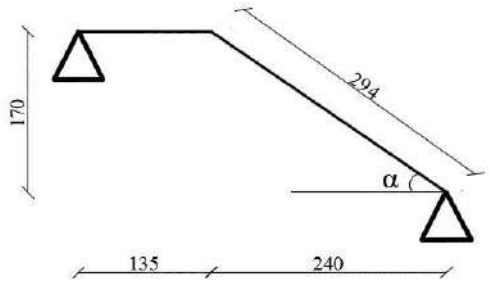


Figure III.18 : Dimensions de l'escalier

III.4.1. Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 20.
- Hauteur du palier : H=1,70m (on va traiter la partie qui contient 10 contres marches)
- Hauteur de la contre marche :
- $h = \frac{3.4}{20} = 17cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm

❖ **Vérification de la formule de Blondel**

$60cm \leq g + 2h \leq 64cm \Rightarrow g + 2h = 64cm$ (CV)

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

tg α = H / L = 1,70/2.4= 0,7D'où alors : **α =35.31°**

$L_0 = \sqrt{2.4^2 + 1{,}70^2} = 2.94m \Rightarrow L_{tot} = L_1 + L_2 = (1.35+2.94) = 4.29$ m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow \quad 12.25 \leq e \leq 14.3 \Rightarrow$ **e=15cm**

III.4.2.Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.23et III.24.

Tableau III.23 : Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
4	Enduit ciment	0,02	18	0,36
La charge permanente G (kN/m^2)				**4,95**

Selon le DTR charges et surcharge d'exploitation [4], pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q =2,5kN/m² (pour le palier et la paillasse).

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet

effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux 25 et 26 ainsi que les figures III.16- III.17.

Tableau III.24 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	0,15/ cos α	25	4,59
4	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,12
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
La charge permanente G (kN/m^2)				**7,91**

Tableau III.25 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m)	P_u (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						$0,85.M_0$ (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	4,95	2,5	10,43	R_A=30.08	31.37	26.66	15.68
Paillasse	7,91	2,5	14,42	R_C=26.38			

Tableau III.26 : Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_{ser} (kN/m^2)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						$0,85.M_0$ (kN.m)	$0,50.M_0$ (kN.m)
Palier	4,95	2,50	7,45	R_A=21.2	22.61	19,22	11,3
Paillasse	7,91	2,50	10,41	R_C=18.96			

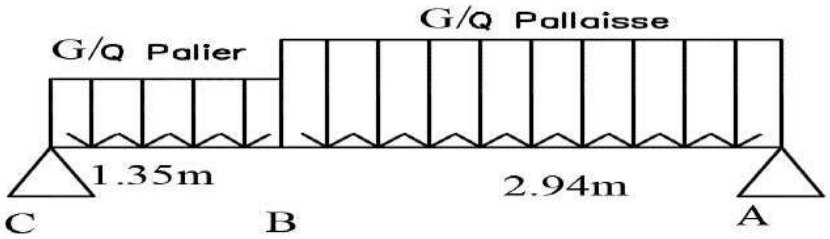


Figure III.19 : Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier

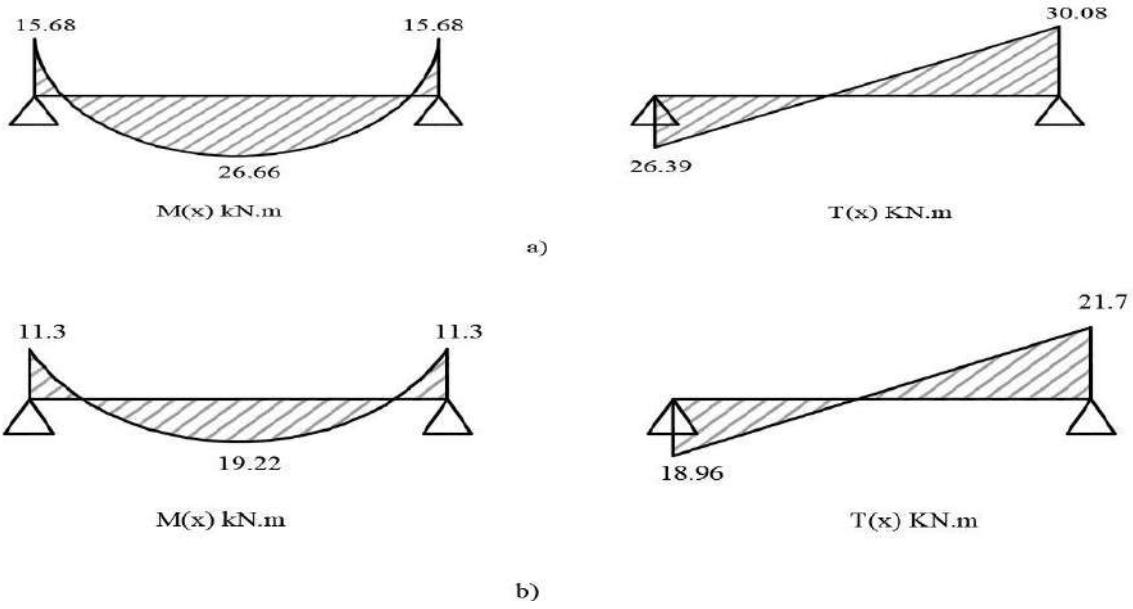


Figure III.20 : Diagrammes des efforts interne a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S

III.4.3.Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.27. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III.27 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)	$A_{rép}=\frac{A}{4}$ (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
En travée	26.66	6,02	0,00	1,50	6HA12= 6.78	1,69	4 HA 8=2,01
Aux appuis	15.68	3,45	0,00		5HA10=3,93	0,98	4 HA8=2,01

La vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du CBA93 est vérifiée.

Tableau III.28 : Vérification de la contrainte tangentielle

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (MPa) $= \text{Min}\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $=\frac{V_u}{b_0.d}$	Obs
Travée	20cm ≤ 33cm	33.33cm ≤ 45cm	3,33	0,25	CV
Appuis	25cm ≤ 33cm	33.33cm ≤ 45cm			

III.4.4.Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible : donc, on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau III.29 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	Aux appuis
A (cm²)	5.65	3.142
M_{ser} (kN.m)	19.22	11,3
$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$(MPa)	11.08	7.95
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$=15 (MPa)	CV	CV

III.4.5.Vérification de la flèche

Puisqueles conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.24 selon la méthode présentée en annexe.

Tableau III.30 : Vérification de la flèche de l'escalier

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	P	ß$_1$	M
19,22	5.65	7,74	0,0047	0,896	0,543
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δ_f(mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
4.29	11.41	19.68	8.27	8.58	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en prédimensionnement : **ep = 15cm**.

III.4.6.Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de pré dimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.6.1.Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement de la poutre palière (Figure III.18) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.31 :

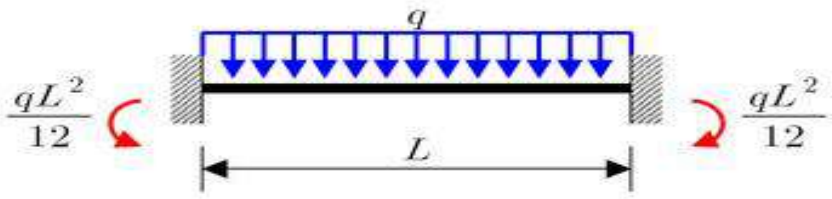


Figure III.21 : Schéma statique équivalent de la poutre palière

Tableau III.31 : Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 2.80 m ⇒18.66 ≤ h≤28cm. On adopte : h = 30 cm ⇒ 9≤ b ≤21 cm. On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0,107) ≥ (1/16=0,0625) (CV)
Conclusion	h = 30cm ; b = 30 cm

III.4.6.2. Evaluation des charges

Poids de double cloison : 2.52×2.8 = 7.35 kN/ml.

Poids propre de la poutre : Gp=0,3 ×0,3×25=2.25 kN/mL

Charge due aux réactions : Ru=26.38 kN , R_{ser}=18.96 kN

$P_u = 1{,}35 \times 9.6 + 26.38/2.8 \quad = 22.38\ kN/m$

$P_{ser} = 9.6 + 18.96/2.8 = 16.37\ kN/m$

III.4.6.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés. La méthode de la RDM donne les efforts internes illustrés dans le tableau III.26 :

$R_A=R_B=\frac{PL}{2}$ $M_{appuis}=M_A=M_B=\frac{PL^2}{12}$; $M_{travée}=\frac{PL^2}{24}$

Tableau III.32 : Les efforts internes de la poutre palière à l'ELU et à l'ELS

	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	T (kN)
E.L.U	7.31	14.62	31.33
E.L.S	5.34	10.69	22.91

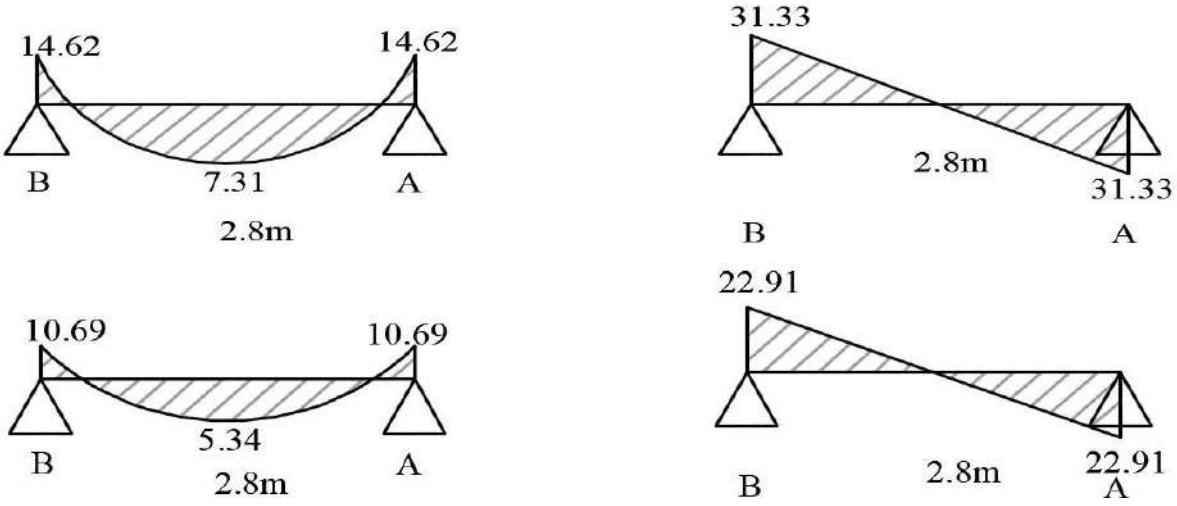


Figure III.22 : Tracés de M(x) et de T(x) de la poutre palière a) à l'ELU et b) à l'ELS

III.4.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. Une démonstration de calcul du ferraillage en détail avec toutes les vérifications nécessaires à l'ELU et à l'ELS d'une poutre porteuse selon les règlements en vigueur [1, 2] sera donnée en annexe. Par contre, on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

Tableau III.33 : Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{tenduemin}$ (cm^2) CBA	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{totalemin}$ (cm^2) RPA	Obs
En travée	7.31	0.79	0,00	0,75	3HA12= 3.39	3,75	CV
En appuis	14,62	1.62	0,00	0,75	3HA12=3.39		CV

Tableau III.34 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Section (cm^2)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
30x30	Travée	5.34	3.39	0	2.33	15	CV
	Appui	10,69	3.39	0	4.67	15	CV

Tableau III.35 : Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière

Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
30x30	31.33	0,386	3,3	CV

Tableau III.36 : Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

section cm^2	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		$A_t(cm^2)$	
		S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	A_{min}
30x30	1,00	22,47	25,7	26,5	15,06	7,50	15,0	8	15	4 Φ 6	0,76

En revanche, puisque la deuxième condition de la méthode forfaitaire (annexe 3), n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche et faire les vérifications nécessaires (Tableau III.37).

Tableau III.37 : Vérification de la flèche de la poutre palière.

M_{ser} (kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	P	ß$_1$	M
10.69	2.26	15.3	0.0008	0.822	0.306
L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
2.8	6.82	6.35	0.047	5.6	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. On garde les dimensions de **30x30 cm²**.

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de masse
- Le centre de torsion

IV.2.1. Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

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

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad YT = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Tableau IV.1 : Calcul du centre de masse centre d'inertie.

Niveau	**Inertie et centre d'inertie**		**Masse et centre de Masse**		
	XR (m)	**YR (m)**	**Masse.g(kN)**	**X_G(m)**	**Y_G(m)**
RDC	16.65	7.664	6284.298	16.643	7.654
Etage 1	16.65	7.515	6112.193	16.65	7.629
Etage 2	16.65	7.445	5977.352	16.65	7.624
Etage 3	16.65	7.427	5856.902	16.65	7.62
Etage 4	16.65	7.433	5736.231	16.65	7.615
Etage 5	16.65	7.455	5629.952	16.65	7.611
Etage 6	16.65	7.484	5523.451	16.65	7.606
Etage 7	16.65	7.514	5426.399	16.65	7.466

IV.2.3. Excentricité

IV.2.3.1. 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 :$E_x = |X_T - X_G|$; $E_y = |Y_T - Y_G|$

TableauIV.2. Calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	Ex = |XT-XG| (m)	Ey = |YT-YG| (m)
RDC	0.007	0.01
Etage 1	0	0.114
Etage 2	0	0.179
Etage 3	0	0.193
Etage 4	0	0.182
Etage 5	0	0.156
Etage 6	0	0.122
Etage 7	0	0.048

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle :[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à 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.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

TableauIV.3 . Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
RDC	33.6	17.85	1.68	0.8925
Etage 1	33.6	17.85	1.68	0.8925
Etage 2	33.6	17.85	1.68	0.8925
Etage 3	33.6	17.85	1.68	0.8925
Etage 4	33.6	17.85	1.68	0.8925
Etage 5	33.6	17.85	1.68	0.8925
Etage 6	33.6	17.85	1.68	0.8925
Etage 7	33.6	17.85	1.68	0.8925

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 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±0,05L,(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.

TableauIV.4 .Calcul de l'excentricité totale

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes, on site :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accelerogrammes.

IV.3.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

1. En zone III le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : 30 m **(C.V)**

- Régularité en plan et en élévation :

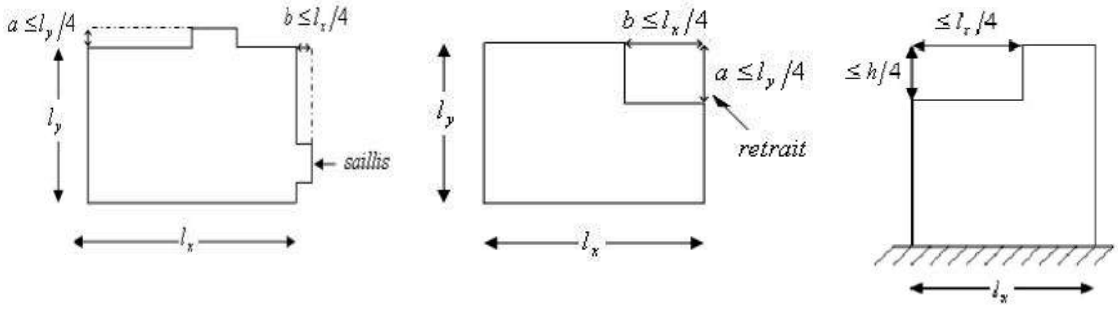


Figure IV.1 : Régularité en plan et en élévation

- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$de Lx et Ly **(C.N.V)**.

- Par contre, notre bloc est régulier en élévation **(C.V)**.

2. La configuration de notre bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique III, groupe d'usage 2, H_t=27.2m<23 m **(C.N.V)**)

Donc selon **[**RPA99 version 2003 **Art 4.1.2],** les conditions de l'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit êtremené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse de structures aux éléments finis ˝**ETABS VERSION 9.7**˝.

IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.2.1.Principe

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

IV.3.2.2. Modélisation

Notre structure est rrégulière en plan donc d'après l'article [4.3.2.bdu RPA 99V2 003], on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure.

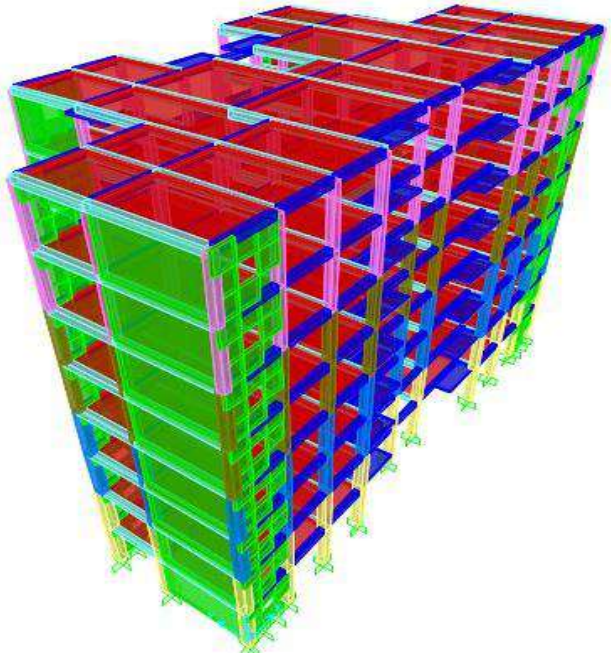


Figure IV.2 : Vue de la Structure en 3D

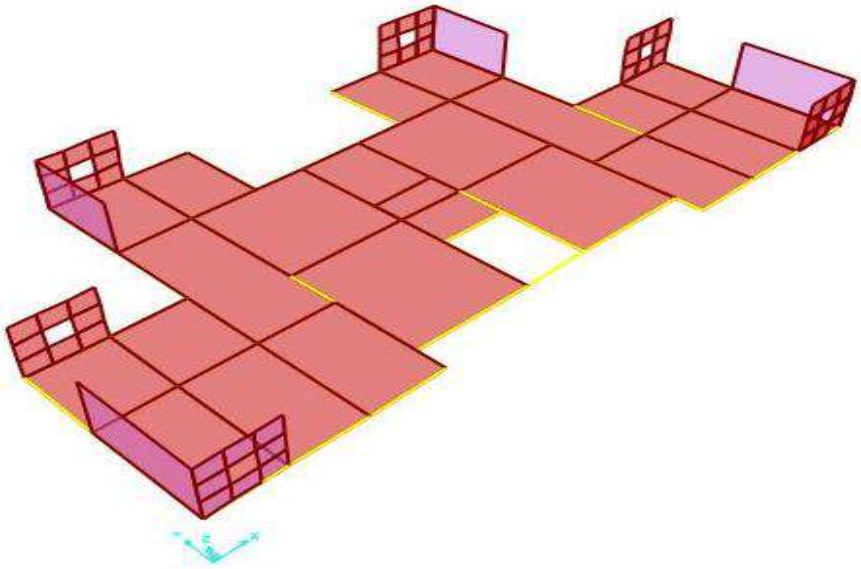


Figure IV.3: Disposition des voiles.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a.Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

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 = 0,25.

b. facteur de correction d'amortissement η

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

TableauIV.4. Détermination du coifficient de comportement R du structure

Niveau	**RDC**	**1er**	**2ème**	**3ème**	**4ème**	**5ème**	**6ème**	**7ème**
$S_{étage}(m^2)$	452.0	439.2	439.2	439.2	439.2	439.2	439.2	439.2
$S_{voiles}(m^2)$	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25	33.25
$S_{voiles}/S_{étage}<20$ (%)	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0

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

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

Donc : **R = 4**

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

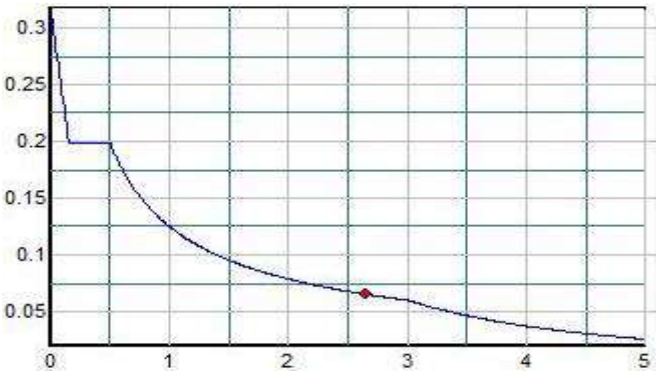
$$Q = 1 + \sum_{q}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

TableauIV.5. Détermination du facteur de qualité Q du bloc

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Finalement, on obtient : **Q** = 1+ 0.15= **1.15**



FigureIV.4. Spectre de réponse

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

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

- **Stabilité de la structure**

1.Vérification du comportement modale de la structure.

2.Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3.Vérification de la force sismique V à la base.

4.Vérification de la stabilité au renversement.

5. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Résistance des éléments**

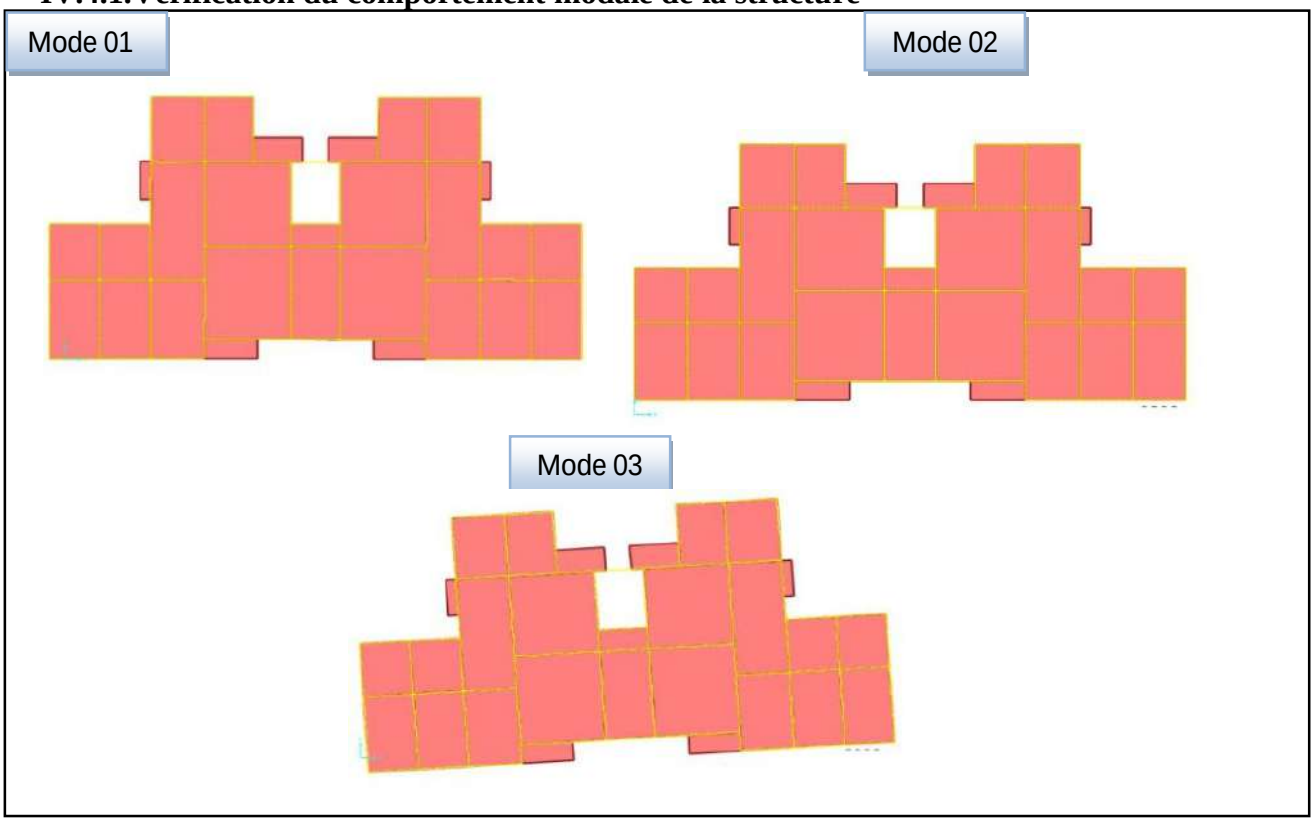
6.Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.

7.Vérifications des déplacements inter-étage

8.Vérification du cisaillement des éléments

9.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1.Vérification du comportement modale de la structure



FigureIV.5. Le comportement des trois premiers modes.

Tableau IV.6. Le comportement des trois premiers modes

Mode	Période	Le comportement des trois premiers modes			Nature
		U_X	U_Y	R_Z	
1	0.72	0.67	0	0	**Translation Pure**
2	0.60	0	0.67	0	**Translation Pure**
3	0.41	0	0	0.66	**Torsion Pure**

IV.4.2. Vérification de participation massique

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 d'après [RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a].

Tableau IV.7.Périodes et coefficients de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		U_x	U_y	R_z
1	0.725	67.76	0	0.028
2	0.605	67.76	67.13	0.028
3	0.419	67.78	67.13	66.65
4	0.191	87.95	67.13	66.66
5	0.153	87.95	87.65	66.66
6	0.127	87.95	87.65	66.66
7	0.109	87.95	87.65	66.66
….	…	…	…	…
17	0.091	**94.80**	87.66	88.08
…	…	…	…	…
…	…	…	…	…
61	0.072	94.84	**93.06**	88.09
…	…	…	…	…
…	…	…	…	…
101	0.052	97.66	94.30	**94.10**

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, où le coefficient de participation massique atteint les 90% (x et y) qu'après le 61ème mode.

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 version 2003 Art 4. 3.6] .

Donc, on doit vérifier que : $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

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

- A : coefficient d'accélération de zone

Tel que: A = 0,25

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3{,}0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3{,}0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s, [RPA99 version 2003 tableau 4.7] (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0.88

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

T=C_T $h_N^{3/4}$

$C_T = 0.05 \Rightarrow T$ =0.05*27.2$^{3/4}$=0.59s

T=0.59s

1.3*T=1.3*0.59=0.76s

0.59s≤ $0.67 \le 0.76s$

Alors $\boldsymbol{T_2 \le 0.59 \le 3s} \Rightarrow D = 1.974$

Selon le RPA99 /version2003(Art4.2.4)la valeur T calcule ne doit pas depases 30%de celle estimee a pareir de formules emprique T=1.3*0.59=0.767s suite aux Resultats obtenues apres le passage de calcule sur odinateur a laide de Logicel SA2000 on a trave que le condition de la virification de la periode na pas ete virifie a cette effet on été oblige de la section des poteaux par cinq sure chaque cote par touts les poteaux .

- R : coefficient de comportement global de la structure

R = 4

- Q : facteur de qualité

Q=1.15

- W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \ ;\ \beta_1 = 0{,}2$$

Tableau IV.8 : Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

A	D	R	Q	$\sum W_i$ (kN)	V (kN)
0,25	1.974	4	1.15	38753.733	5502.68

Tableau IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	Vt / V	$V_t / V \geq 0,8$
X	5502.68	6747.38	1.22	CV
Y	5502.68	7122.53	1.29	CV

Donc, la condition ($\frac{Vt}{V} \geq 0,8$) est satisfaite dans les deux directions.

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \quad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec : F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y

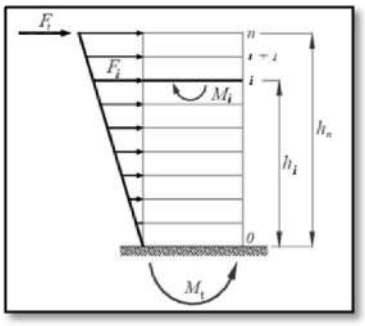
h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . Wi \\ M_{ty} = X_G . Wi \end{cases}$$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.



FigureIV.6. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV. 4.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . (V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV \leq 0,25V & \text{si } T \geq 0,7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0,7\,s \end{cases}$$

Donc, on a :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_y = \alpha_y . V_y$$

Tableau IV.10. Forces sismiques selon la hauteur suivant X et y

h_i (m)	W_i(kN)	Vtx (kN)	Vty (kN)	$W_i h_i$	F_{ix}(kN)	F_{iy}(kN)
3.4	6284.298	6023.352	6830.308	21366.613	185.18441	209.9938
6.8	6112.193	6023.352	6830.308	41562.912	360.22571	408.4856
10.2	5977.352	6023.352	6830.308	60968.99	528.41817	599.21101
13.6	5856.902	6023.352	6830.308	79653.867	690.35997	782.84836
17	5736.231	6023.352	6830.308	97515.927	845.17043	958.39896
20.4	5629.952	6023.352	6830.308	114851.02	995.41366	1128.7705
23.8	5523.451	6023.352	6830.308	131458.13	1139.3475	1291.9873
27.2	5426.399	6023.352	6830.308	147598.05	1279.2322	1450.6125
∑				694975.52	6023.352	6830.308

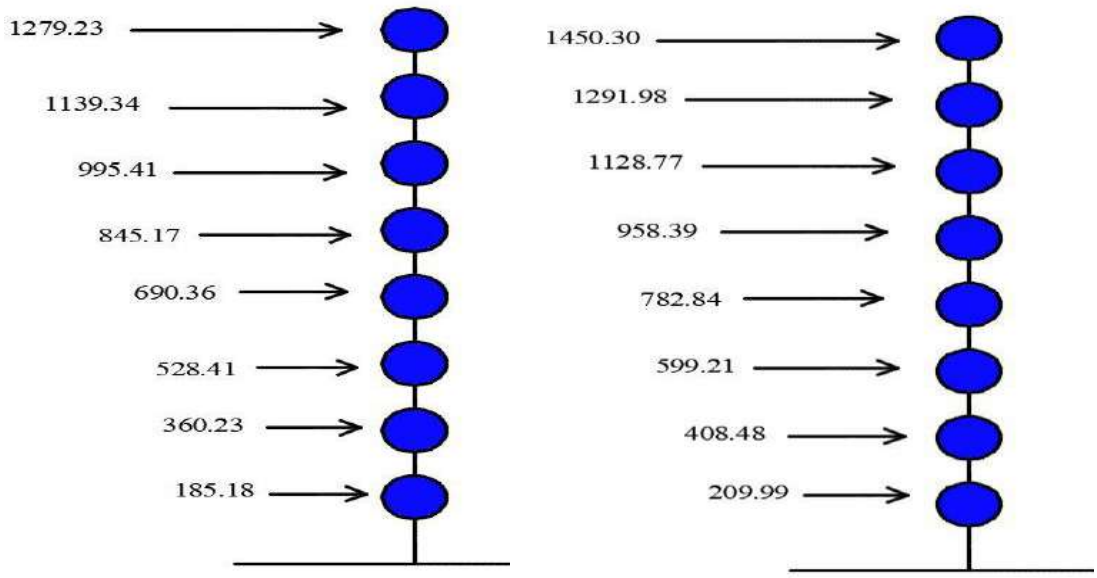


Figure IV.7. Concentration des forces sismiques aux étages respectivement suivant X et Y.

IV. 4.4.2. Moment de renversement

TableauIV.11. Calcul du moment de renversement

h_i(m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{oxi} (kN.m)	M_{oyi} (kN.m)
3.4	185.1844	209.9938	629.627	713.97892
6.8	360.2257	408.4856	2449.5349	2777.7021
10.2	528.4182	599.211	5389.8653	6111.9523
13.6	690.36	782.8484	9388.8957	10646.738
17	845.1704	958.399	14367.897	16292.782
20.4	995.4137	1128.77	20306.439	23026.918
23.8	1139.347	1291.987	27116.47	30749.298
27.2	1279.232	1450.612	34795.115	39456.66
$\sum$**Mo**			114443.84	129776.03

IV. 4.4.3. Moment stabilisant

TableauIV.12. Calcul du moment stabilisant

h_i (m)	W_i (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)
3.4	6284.298	16.643	7.654	104589.57	48100.017
6.8	6112.193	16.65	7.629	101768.01	46629.92
10.2	5977.352	16.65	7.624	99522.911	45571.332
13.6	5856.902	16.65	7.62	97517.418	44629.593
17	5736.231	16.65	7.615	95508.246	43681.399
20.4	5629.952	16.65	7.611	93738.701	42849.565
23.8	5523.451	16.65	7.606	91965.459	42011.368
27.2	5426.399	16.65	7.466	90349.543	40513.495
$\sum$			**M_t**	774959.86	353986.69

Donc, il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

TableauIV.13. Vérification de stabilisation.

M_{tx}(kN.m)	M_{ty}(kN.m)	M_{ox}(kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}
774959.86	353986.69	114443.84	129776.03	6.77	2.72

La structure stable vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

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

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

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0,20$, 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 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta>0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

TableauIV.14. Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	V_{kx}(KN)	D_{kx}(cm)	θx	θ≤ 0,10
3.4	6284.298	6023.35	0.222	0.00	**CV**
6.8	6112.193	5838.17	0.622	0.001	**CV**
10.2	5977.352	5477.99	1.159	0.003	**CV**
13.6	5856.902	4949.54	1.78	0.006	**CV**
17	5736.231	4259.19	2.455	0.009	**CV**
20.4	5629.952	3414.02	3.138	0.01	**CV**
23.8	5523.451	2418.61	3.815	0.02	**CV**
27.2	5426.399	1279.26	4.455	0.05	**CV**

TableauIV.15. Vérification l'effet P-Δ sensY

h_k (m)	P_k(KN)	V_{ky}(KN)	D_{ky}(cm)	θy	θ≤ 0,10
3.4	6284.3	6830.30	0.22	0.00	**CV**
6.8	6112.19	6620.31	0.62	0.001	**CV**
10.2	5977.35	6211.83	1.15	0.003	**CV**
13.6	5856.9	5612.62	1.78	0.005	**CV**
17	5736.23	4829.78	2.45	0.008	**CV**
20.4	5629.95	3871.39	3.13	0.013	**CV**
23.8	5523.45	2742.62	3.81	0.022	**CV**
27.2	5426.4	1450.62	4.45	0.049	**CV**

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

IV. 4.6.Vérifications du déplacement en tête du bâtiment

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

Avec : δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.

R : coefficient de comportement.

TableauIV.16. Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
3.4	0.22	1.11	1.11	3.4	CV
6.8	0.62	3.11	2	3.4	CV
10.2	1.15	5.79	2.68	3.4	CV
13.6	1.78	8.9	3.10	3.4	CV
17	2.45	12.27	3.37	3.4	CV
20.4	3.13	15.54	3.27	3.4	CV
23.8	3.81	18.87	3.33	3.4	CV
27.2	4.45	22.21	3.34	3.4	CV

IV. 4.7.Vérifications des déplacements inter-étage

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

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

TableauIV.17.Vérification des déplacements inter-étages sensY

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
3.4	0.159	0.795	0.795	3.4	CV
6.8	0.459	2.295	1.5	3.4	CV
10.2	0.859	4.295	2	3.4	CV
13.6	1.323	6.615	2.32	3.4	CV
17	1.828	9.14	2.525	3.4	CV
20.4	2.346	11.73	2.59	3.4	CV
23.8	2.862	14.31	2.58	3.4	CV
27.2	3.358	16.79	2.48	3.4	CV

IV. 4.8. Vérification du cisaillement des éléments

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par: $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

1. Selon le RPA 99; la contrainte de cisaillement dans le béton à la valeur suivante:

$\overline{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}$

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Élancement mécanique.

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration.

L_f: Longueur de flambement.

A: Section du poteau./

I: Moment d'inertie du poteau.

2. Selon le C B A,la contrainte admissible de cisaillement est égale à:

Si

la fissuration est peu nuisible: $\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0,2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow$

$$\begin{cases} \overline{\tau}_u = 3,33\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4,32\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Si la fissuration est préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0,15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau}_u = 2,5\,\text{MPa} \ \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3,26\,\text{MPa} \ \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Tableau. IV.18.Vérification des contraintes de cisaillement

Elément	Section (cm^2)	Situation	T_u (kN)	τ_u (MPa)	τ_{uadm}(MPa)	$\tau_u < \tau_{uadm}$
Pp	30x45	Durable	165.88	1.3	2 .5	CV
Ps	30x40	Accidentel	117.37	1.1	3.26	CV
Pot	50x50	Accidentel	52.05	0.2	3.26	CV

Les sections des poutres principales (30x40), des poutres secondaires (30x30) et des poteaux (45x45) sont suffisantes pour équilibrer la contrainte de cisaillement.

IV. 4.9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

$V= \frac{Nd}{Bc*fc28} \leq 0.3$

Bc=(b×h) m² f_{c28}=25Mpa

Tableau. IV.19. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Etage	Section	N_d (N)	B_c (mm²)	V	V≤ 0.3
RDC	50*50	1907570	250000	0.31	**C.N.V**
2eme	45*45	1398230	202500	0.27	**C.V**
4eme	40*40	914540	160000	0.22	**C.V**
6eme	35*35	457337	122500	0.14	**C.V**

La section des poteaux choisie (50×50) n'est pas suffisante pour équilibrer l'effort N réduit. On augmente alors la section des poteaux de RDC à **55×55 cm²** afin de satisfaire la condition de l'effort normal réduit.

Conclusion

On adopte les dimensions finales suivantes :

- ✓ Poteaux RDC : **55×55cm² ;**
- ✓ Poteaux 1er étage : **50×50cm² ;**
- ✓ Poteaux 2ème & 3 ème étages : **45×45 cm² ;**
- ✓ Poteaux 4 ème & 5ème étages : **40×40 cm² ;**
- ✓ Poteaux 6 ème & 7ème étages : **35×35 cm² ;**
- ✓ Poutres principales (PP) : **30x45 cm² ;**
- ✓ Poutres secondaires (PS1) : **30x40 cm² ;**
- ✓ Epaisseur des voiles (V) : **a = 15 cm ;**
- ✓ Epaisseur des dalles plaines (DP) : **ep = 15 cm**.

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.2. Les combinaison des charges

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

- Combinaisons exigées par le [2]

  * E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q

  * E.L.S: G + Q

- Combinaisons exigées par le [1]

  * 0.8 G ± E

  * G + Q ± E

G: charge permanente. Ferraillage des éléments résistants

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3. Recommandation des règlements

Selon le règlement "

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ (zone courante). [1]

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement). [1]

La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ (zone III).

Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ St.b$ [1]

B: longueur de la poutre.

S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (zone nodale).

- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

V.4. Ferraillage des poutres

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

- Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple.

Tableau V.1: Ferraillage longitudinal des poutres principales

Section (cm²)	Position	M_u (KNm)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{Tendue\ choisie}$ (cm²)	CBA	$A_{Totale\ choisie}$ (cm²)	RPA		Situation
						$A_{min\ tendue}$ (cm²)		$A_{min\ totale}$ (cm²)	$A_{max\ totale}$ (cm²)	
30x45	En travée	178.3	11.83	0	6HA16= 12.06	1,35	18.1	6,75	54.0	Acc1
	Aux appuis	214.2	14.65	0	6HA16+ 2HA14= 15.14	1,35	21.17			Acc1

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires porteuses

Section (cm²)	Position	M_u (kNm)	A (cm²)	A' cm²	$A_{Réglementaire}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)	Situation
					CBA min tendue	RPA min totale	RPA max totale		
30x40	Travée	76.02	5.43	0	1.20	6.0	48.0	5HA12=5.65	Acc1
	Appui	83.44	6.00	0	1.20			6HA12+ = 6.79	Acc1

Tableau V. 3: Ferraillage longitudinal de poutres secondaires

Section (cm²)	Position	M_u (kNm)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{Tendue\ choisie}$ (cm²)	CBA	A Totale choisie (cm²)	RPA		Situation
						$A_{min\ tendue}$ (cm²)		$A_{min\ totale}$ (cm²)	$A_{max\ totale}$ (cm²)	
30x40	Aux appuis	144.53	10.97	0	4HA16 +2HA12= 11.12	1.20	22.24	6.0	48.0	Acc1

Tableau V.4 : Ferraillage longitudinal de chainages

Section (cm²)	Position	M_u (kNm)	A (cm²)	A' cm²	$A_{Réglementaire}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)	Situation
					CBA min tendue	RPA min totale	RPA max totale		
30x30	En travées	9.05	0.85	0	0.9	4.5	36.0	3HA12+=3.39	Acc1
	Aux appuis	-11.08	1.04	0	0.9			3HA12+=3.39	Acc1

V.4.1. Vérification des contraintes

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$$

Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.Y}{I}$

Pour

$f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow \overline{\sigma}_b = 15$ MPa .

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier:

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

- $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

- $\sigma_s = Mser.\frac{15(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266.66\text{ MPa} ; 201.63\text{ MPa}\right] = 201.63\text{ MPa}$$

Dans notre cas, on considère que la fissuration est préjudiciable,

Tableau V.5: vérification à l'E.L.S des poutres porteuses

Section (cm²)	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
(30x45)	Travée	82.41	12.06	0	8.78	188.6	CV
	Appui	99.84	15.14	0	9.95	184.5	CV

Tableau V.6: vérification à l'E.L.S des poutres porteuses

Section (cm²)	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
(30x40)	Travée	15.20	5.65	0	2.58	81.4	CV
	Appui	28.39	6.79	0	4.29	125.8	CV

Tableau V.7: vérification à l'E.L.S des poutres secondaires

Section (cm^2)	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
(30x40)	Appui	38.6	14.33	0	5	93.3	CV

Tableau V.8: vérification à l'E.L.S des chainages

Section (cm^2)	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
(30x30)	Appui	3.15	3.39	0	1.08	7.1	CV

V.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 "

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} \qquad [1]$$

T_u: effort tranchant.

Pour les fissurations peu nuisibles, on a:

$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right]$, avec: f_{c28} = 25 MPa.

- $\overline{\tau}_u = 3.3\,\text{MPa}$ (situation durable).
- $\overline{\tau}_u = 4.34\,\text{MPa}$ (situation accidentelle).

Tableau V.9.Vérification de contrainte de cisaillement

Section (cm^2)	Position	situation	T_u KN	τ_u MPa	$\tau_{u\,adm}$ MPa	$\tau_u < \tau_{u\,adm}$
30x45	Pouters porteuses	Durable	163.23	1.97	2.5	C.V
30x40	Pouters porteuses	ACC	90.66	1.2	3.26	C.V
30x40	Pouters secondaires	ACC	115.36	1.39	3.26	C.V
30x30	Chenage	ACC	33.6	0.4	3.26	C.V

V.4.3. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE 235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes:

Selon le RPA 99:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)} \end{cases}$$

Selon le CBA 93:
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3f_{tj}.k\right)}{0.9f_e\left(\cos\alpha + \sin\alpha\right)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d; 40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Tableau V.10: Section d'armatures transversales

section cm^2	CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$		A_t(cm2)
	$A_t\ cm^2$	$S_{t\ max}$ cm	S(ZN)	S'(ZN)	$A_t\ cm^2$	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$
30x45	1.95	38.25	11.25	22.5	1.01	10	15	A=2.1 2(2Φ 8)
30x40	1.72	33.75	10	20	0.9	10	15	A=2.1 2(2Φ 8)
30x30	1.26	24.75	7.5	15	0.675	10	15	A=2.1 2(2Φ 8)

V.4.4. Vérification de la flèche préliminaire

Il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche :

1- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$.

2- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$; avec: $M_t = k.M_0\ (0.75 \leq k \leq 0.85)$ où $k = 0.75$

3- $\dfrac{A}{b_0.d} \leq \dfrac{4.2}{f_e}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe). Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre

cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe dont les résultats sont présentés dans tableau

Tableau V.11.Vérification de la flèche des poutres

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{Mt}{10M0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0}$	$\frac{A}{b0*d}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{b0*d} \leq \frac{4.2}{fe}$
Pouters principales	0.07	0.06	CV	0.07	0.07	CV	0.014	0.010	CNV
Pouters secondaires	0.12	0.06	CV	0.12	0.07	CV	0.013	0.010	CNV
Chainage	0.09	0.06	CV	0.09	0.07	CV	0.004	0.010	CV

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant l'annexe 1 selon le règlement CBA93.

Tableau V.12.Vérification de la flèche

A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	y (cm)	$I_0(cm^4)$
12.06	82.41	0,014	297.74	0.81	23.03	231042
$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
118258	174116	8.12	16.54	8.42	12.3	CV

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. Alors, on adopte les dimensions des poutres de prédimensionnement.

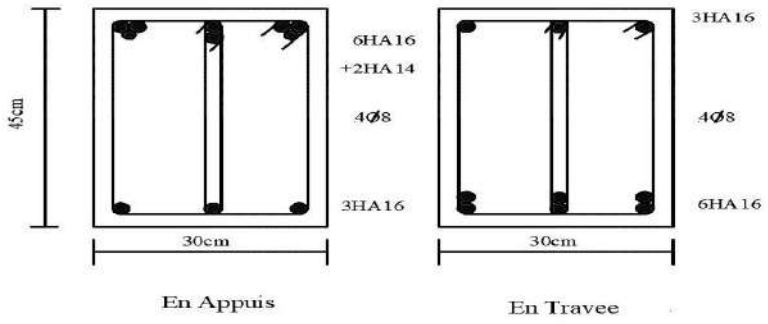


Figure V.1: Ferraillage des poutres porteuses

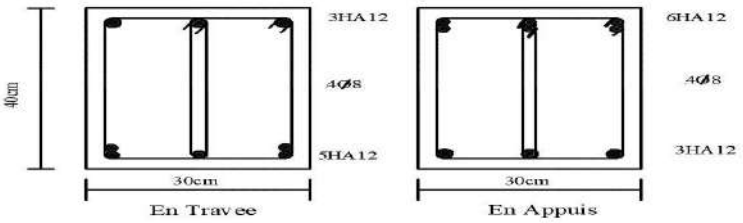


Figure V.2: Ferraillage des poutres secondaires porteuses

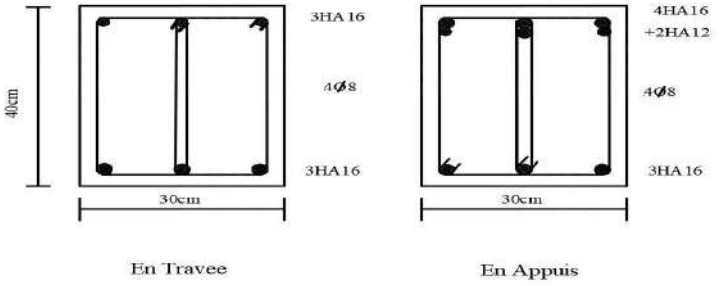


Figure V.3: Ferraillage des poutres secondaires

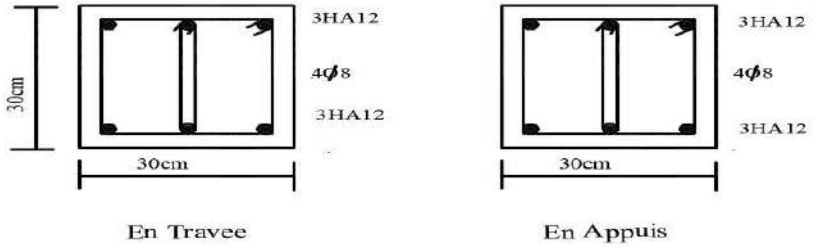


Figure V.4: Ferraillage des chainages

V.5. Ferraillage des poteaux

V.5.1. Introduction

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

- Situation durable

Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.

Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa. [2]

- Situation accidentelle:

Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa. [2]

Acier: $\gamma_s = 1.00$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.5.2. Etat limite ultime de stabilité de forme

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " telle que:

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{Avec :} \quad e_1 = \frac{M}{N} + e_a \quad \text{et} \quad e_2 = \frac{3 L_{f2} \ (2 + \alpha.\varphi)}{10 \ .h} \qquad [2]$$

$$\text{Où :} \quad e_a = \text{Max}\left(2\text{cm} ; \frac{L}{250}\right) \text{ et} \qquad 0.7 \le \alpha \le 1 \quad \text{et} \quad \Phi = 2$$

e_1: excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a: excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2: excentricité due aux efforts des seconds ordres, liés à la déformation de la structure.

L_f: longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

H: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ: rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : rapport du moment des charges permanentes sur le moment total, où : 0< α<1

V.5.3. Recommandations des règlements

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage est limité en zone III par : [1]

$$0.9\% \le \frac{A}{b.h} \le 4\% \text{ (Zone courante) Et } \ 0.9\% \le \frac{A}{b.h} \le 6\% \text{ (Zone de recouvrement).}$$

Le diamètre minium de recouvrement est de 50 Φ en zone III.

La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III. [1]

$$A = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour 1m de largeur} \\ 0.1\% \le \dfrac{A}{b.h} \le 5\% \end{cases}$$

V.5.4. Détermination des sections d'acier

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

- 1er cas : (Nmax ; M_{corr}). Avec : Signe « - » correspond à un effort de compression ;
- 2ème cas : (Mmax ; Ncorr). Signe « + » correspond à un effort de traction
- 3ème cas :(Nmin ; Mcorr).

Remarque :

Après l'importante secousse tellurique qu'a subie notre pays le 21 mai 2003, on a constaté que les poteaux de rives sont endommagés de façon plus importante que les poteaux intermédiaires les plus chargés; c'est pour cette raison, qu'on adoptera pour tous les poteaux de chaque niveau le même ferraillage.

Les efforts et les sections d'acier adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13: Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux

Poteaux	Cas	Combinaison	$N_{(KN)}$	$M_{(KN.m)}$	Section	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A adoptée (cm^2)
RDC 55x55	1er	ELU	-2370.71	0.64	SEC	0	0	27.22	4HA20+8HA16=28.65
	2ème	G+Q+Edx	-424.75	101.31	SEC	0	0		
	3ème	0,8G-Edx	339.97	23.99	SET	5.47	3.03		
1er Etage 50x50	1er	ELU	-2039.24	2.22	SEC	0	0	22.5	12HA16= 24.13
	2ème	G+Q+Edx	-980.04	92.15	SEC	0	0		
	3ème	0,8G-Edx	333.95	51.32	SET	7.05	1.26		
2ème Etage 45x45	1er	ELU	-1742.34	12.42	SEC	0	0	18.22	12HA16= 24.13
	2ème	G+Q+Edx	-263.96	101.18	SPC	3.03	0		
	3ème	0,8G-Edx	301.08	62.79	SET	7.77	0		
3ème Etage 45x45	1er	ELU	-1453.32	12.74	SEC	0	0		4HA16+8HA14= 20.36
	2ème	G+Q+Edx	-191.1	135.36	SPC	6.21	0		
	3ème	0,8G-Edx	453.42	13.1	SET	6.51	4.83		
4ème Etage 40x40	1er	ELU	-1166.24	10.17	SEC	0	0	14.4	12HA16= 24.13
	2ème	G+Q+Edx	-146.13	111.11	SPC	6.27	0		
	3ème	0,8G-Edx	191.2	74.68	SPT	7.69	0		
5ème Etage 40x40	1er	ELU	-885.29	12.82	SEC	0	0		4HA20+8HA16=28.65
	2ème	G+Q+Edx	-104.25	132.12	SPC	8.44	0		
	3ème	0,8G-Edx	132.63	90.05	SPT	8.04	0		
6ème Etage 35x35	1er	ELU	-604.13	-8.22	SEC	0	0	11.02	12HA14= 18.47
	2ème	G+Q+Edx	-267.87	-89.68	SPC	4.62	0		
	3ème	0,8G-Edx	76.71	61.13	SPT	5.99	0		
7ème Etage 35x35	1er	ELU	-328.94	-17.12	SEC	0	0		4HA20+8HA16=28.65
	2ème	G+Q+Edx	-29.56	109.66	SPC	**9.13**	0		
	3ème	0,8G-Edx	30.53	82.8	SPT	6.59	0		

- **Interprétation des résultats du ferraillage des poteaux**

Les résultats du ferraillage des poteaux montrent bien l'effet vulnérable du séisme sur notre structure. Les valeurs de la section d'armature calculée sous les combinaisons accidentelles (G+Q+E : pour avoir M_{max} et 0.8G-E : pour avoir N_{min}) dévoilent l'amplitude de l'effort sismique sur les poteaux. En revanche, les sollicitations ainsi obtenues montrent que dans la majorité des cas, la section d'armature calculée est supérieure à la section

maximale exigée par le règlement RPA99. Ceci est dû à la forme irrégulière de notre bloc et la forte sismicité de la zone d'implantation.

Du point de vue pratique, on peut facilement percevoir des contradictions et des erreurs au niveau des choix du ferraillage des poteaux (Voir Tableau V.13). D'abord, on constate que le ferraillage de derniers étages (le 5ème et le 7ème étage) est nettement supérieur à celui des étages intermédiaires (le 3ème, le 4ème et le 6ème étage). A cet effet, on devrait redimensionner les poteaux de façon qu'on obtienne un choix assez adhérent entre les étages en évitant surtout l'augmentation de la section totale d'armature et le diamètre des barres de l'étage supérieur par rapport à l'étage inférieur. Pour ce faire, on adoptera le ferraillage présenté dans le Tableau V.14.

Tableau V.14 : Nouvelles sections adoptées des poteaux avec leurs ferraillages

Poteaux	**Cas**	**Combinaison**	**$N_{(KN)}$**	**$M_{(KN.m)}$**	**Section**	**A (cm^2)**	**A' (cm^2)**	**$A_{min\ RPA}$ (cm^2)**	**A adoptée (cm^2)**
55x55	1er	ELU	-2370.71	0.64	SEC	0	0	27.22	4HA20+8HA16=28.65
	2ème	G+Q+Edx	-424.75	101.31	SEC	0	0		
	3ème	0,8G-Edx	339.97	23.99	SET	5.47	3.03		
50x50	1er	ELU	-2039.24	2.22	SEC	0	0	22.50	**12HA16= 24.13**
	2ème	G+Q+Edx	-980.04	92.15	SEC	0	0		
	3ème	0,8G-Edx	333.95	51.32	SET	7.05	1.26		
45x45	1er	ELU	-1742.34	12.42	SEC	0	0	18.22	
	2ème	G+Q+Edx	-263.96	101.18	SPC	3.03	0		
	3ème	0,8G-Edx	301.08	62.79	SET	7.77	0		
45x45	1er	ELU	-1453.32	12.74	SEC	0	0		
	2ème	G+Q+Edx	-191.1	135.36	SPC	6.21	0		
	3ème	0,8G-Edx	453.42	13.1	SET	6.51	4.83		
45x45	1er	ELU	-1166.24	10.17	SEC	0	0	18.22	
	2ème	G+Q+Edx	-146.13	111.11	SPC	**5.11**	0		
	3ème	0,8G-Edx	191.2	74.68	SPT	**6.44**	0		
45x45	1er	ELU	-885.29	12.82	SEC	0	0		
	2ème	G+Q+Edx	-104.25	132.12	SPC	**7.01**	0		
	3ème	0,8G-Edx	132.63	90.05	SPT	**7.23**	0		
40x40	1er	ELU	-604.13	-8.22	SEC	0	0	14.40	
	2ème	G+Q+Edx	-267.87	-89.68	SPC	**3.17**	0		
	3ème	0,8G-Edx	76.71	61.13	SPT	**5.25**	0		
40x40	1er	ELU	-328.94	-17.12	SEC	0	0		
	2ème	G+Q+Edx	-29.56	109.66	SPC	**7.52**	0		
	3ème	0,8G-Edx	30.53	82.8	SPT	**6.59**	0		

V.5.5. Vérification à l'E.L.S des poteaux

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$

La fissuration est considérée:

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.
- Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,MPa ; 201.63\,MPa\right] = 201.63\,MPa$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau V.15: Détermination des contraintes de l'acier et du béton à l'E.L. S.

Etage	Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
RDC	55x55	-1729.01	2.02	10.30	4.71	71.9	CV
		-902.13	42.31		1.2	20.8	CV
		-432.15	12.96		0.0	1.92	CV
1er	50x50	-1487.25	1.57	8.04	4.98	76	CV
		-824.53	47.85		0.81	16.5	CV
		-371	16.9		0.56	9.96	CV
2eme+3eme	45x45	-1270	9.04	8.04	4.64	72.3	CV
		-576.54	48.72		0.0	0.25	CV
		-253.6	18.8		0.0	2.25	CV
4eme+5eme	45x45	-850.97	7.4	8.04	3.04	47.5	CV
		-336.81	48.3		0	28.1	CV
		-143.35	19.63		0	10.2	CV
6eme+7eme	40x40	-441.47	5.98	8.04	1.71	27.6	CV
		-141.31	76.48		0	201	CV
		-13.23	5.2		0	13	CV

V.5.6. Justification des poteaux sous sollicitations d'effort tranchant

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par: $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$ [1]

1. Selon le RPA 99; la contrainte de cisaillement dans le béton à la valeur suivante:

$$\overline{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28} \quad [1]$$

$$\begin{cases}\rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Élancement mécanique et $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: Rayon de giration.

L_f : Longueur de flambement ; A : Section du poteau ; I : Moment d'inertie du poteau.

2. Selon le C B A, la contrainte admissible de cisaillement est égale à:

Si al fissuration est peu nuisible:

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases}\overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 4.32\,\text{MPa} & \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

Si al fissuration est préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases}\overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa} & \text{(situation accidentelle)}\end{cases}$$

Tableau V.16: Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Etage	**Section (cm)**	**$T_{u\,max}$ KN**	**τ_u MPa**	**λ**	**ρ_d**	**Situat**	**$\tau_{u\,adm}$ MPa**	**$\overline{\tau}_{b\,adm}$ MPa**	**Observat**
RDC	55x55	44.29	0.16	13.74	0.075	Accid	3.26	1.875	C.V
1er	50x50	51.69	0.22	14.99	0.075	Accid	3.26	1.875	C.V
2éme+3éme	45x 45	78.42	0.43	16.48	0.075	Accid	3.26	1.875	C.V
4éme+5éme	45x45	75.8	0.54	18.32	0.075	Accid	3.26	1.875	C.V
6éme+7éme	40x40	61.43	0.58	20.61	0.075	Accid	3.26	1.875	C.V

V.5.7. Armatures transversales

Leur rôle est d'empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois, le nombre de cadres et d'étriers est plus important dans les zones nodales et de recouvrement que dans les zones courantes, la section d'armatures transversales " A_t " est

Donnée par: $$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \qquad [1]$$

T_u: effort tranchant de calcul ; h_1: hauteur de la section du poteau ;

S_t: espacement des armatures transversales $S_t \leq \begin{cases}10\ \text{cm} & \text{(Z.N)} \\ \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\varphi_\ell) & \text{(Z.C)}\end{cases}$ (zone III)

Avec: φl: diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau.

ρ_a: coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit:

$$\begin{cases}\rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par:

$$\frac{A_t}{S_t.b_l} = \begin{cases}0.3\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \text{Interpoler entre les valeurs limites}(0.3 \text{ et } 0.8)\% & \text{si } 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3\end{cases}$$

Les armatures transversales et leurs espacements sont donnés par le tableau V.16 :

Tableau V.17: Choix des armatures et leurs espacements des poteaux

Etage	Dim (cm)	T_u (KN)	$10\Phi_l$ (cm)	Zone	S_t cm	$A_{t\,cal}$ cm²	$A_{t\,min}$ cm²	Choix	
								A_t cm²	Φ mm
RDC	55x55	44.29	16	Z.C	15	1.28	1.08	2.01	2 x(2 Φ 8)
				Z.N	10	0.85	1.62		
1er	50x50	51.69	16	Z.C	15	1.64	0.96	2.01	2 x(2 Φ 8)
				Z.N	10	1.09	1.44		
3éme+2éme	45x45	87.42	16	Z.C	15	1.2	0.84	2.01	2 x (2Φ 8)
				Z.N	10	0.8	1.26		
5éme+4éme	45x45	75.8	16	Z.C	14	1.2	0.84	2.01	2 x (2Φ 8)
				Z.N	10	0.8	1.26		
6éme+7éme	40x40	61.13	16	Z.C	14	1.2	0.84	2.01	2 x (2 Φ 8)
				Z.N	10	0.8	1.26		

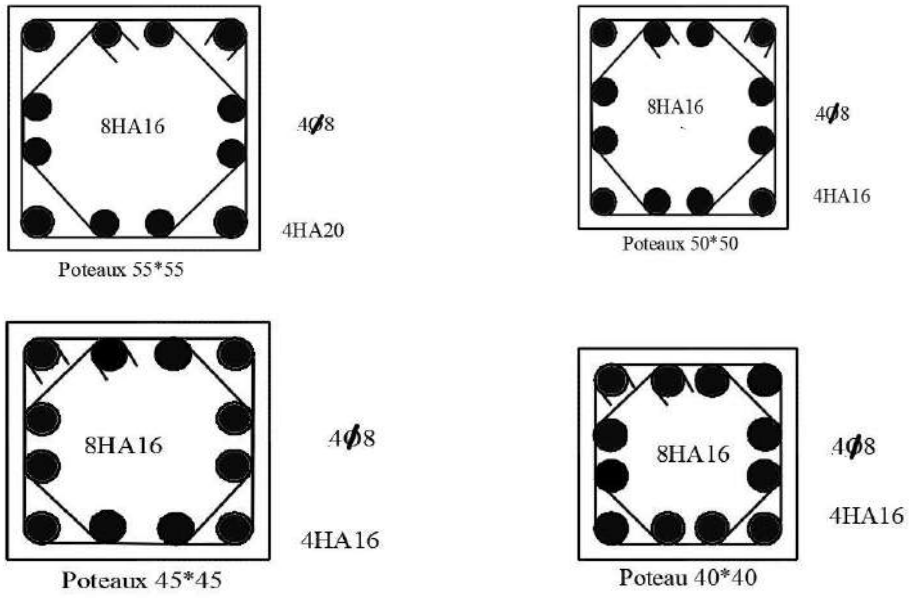


Figure.V.5: Ferraillage des poteaux

V.6. Ferraillage des voiles

V.6.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les charges verticales provoquent les efforts normaux, et les forces horizontales provoquent des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.6.2.Voiles avec files d'ouvertures

V.6.2.a. Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.6.2.b. Les linteaux

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 ".

V.6.3. Méthode de calcul

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M". Le calcul des voiles se fait flexion composé ou flexion simple

V.6.4. Recommandations réglementaires:

A) Armatures verticales: L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

$$0.1 \le \frac{A}{a.h} \le 5\% \qquad [1]$$

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile. [1]

$A_{ver} = 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile. [1]

$A_{ver} = 0.1\% B$ Dans la section courante. [1]

B : Section du voile.

a : Epaisseur du voile.

φ_{ver} : Diamètre vertical.

B) Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- Selon le CBA 93

Diamètre minimal: $\varphi_h \le \min\left[\frac{a}{10};\ \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \le \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a} \qquad [1]$$

$$S_h \leq \min[0.9d\,;\,40cm] \qquad [1]$$

$$S_t \leq \frac{A_h\, 0.9\, f_{eh}}{\gamma_s\, a\, \tau_b} \qquad [1]$$

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a \qquad [1]$$

$$S_h \leq \min[1.5a\,;\,30cm]$$

Avec: τ_b : Contrainte de cisaillement.

A_h: Section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : Hauteur utile.

V.6.5. Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.6.6. La contrainte limites de cisaillement $\overline{\tau}_b$

$$\tau \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \qquad \text{Où } \tau = \frac{V}{b_0 d} \text{ avec: } V = 1.4\, V_{U\ Calcul} \qquad [1]$$

Recommandations pour les trumeaux: [1] et [2]

- ✓ La longueur de recouvrement doit être é
- ✓ gale:

40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

✓ Espacement des armatures verticales. $S_v \leq \text{Min}[1.8a\,;\,30cm]$

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

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \text{Min}\left(\frac{S_v}{2}, 15\,\text{cm}\right) & (\text{zone d'extrémité}) \ \frac{L}{10} \end{cases}$$

✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.6.7. Détermination des sections d'acier

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

D'après les combinaisons données précédemment, nous déduisons les sollicitations les plus défavorables, en se basant sur les trois cas suivants:

- 1^{eme} cas : (Nmax ; M_{corr}).

- 2^{eme} cas : (Mmax ; N_{corr}).

- 3^{er} cas : (Nmin ; M_{corr}).

V.6.7.1 Les voiles pleins

V.6.7.1.1. Calcul des armatures verticales

Tableau V.18: La section calculée d'armatures verticales des voiles pleins L=4.85m

Etage	a (m)	Cas	N (kN)	M (KN.m)	Situat	A (cm^2)	A' (cm^2)	Type de section	A_{min} RPA (cm^2)
RDC+ 1^{er}	0.15	1^{er}	-2758.13	1486.69	Accid	0	0	SEC	7.87
		$2^{ème}$	6204.38	2082.14	Accid	86.39	68.72	SET	
		$3^{ème}$	6204.38	2082.14	Accid	86.39	86.39	SET	
2eme+ 3eme	0.15	1^{er}	-1473.64	44.75	Accid	0	0	SEC	7.87
		$2^{ème}$	4039.68	431.01	Accid	52.2	48.38	SET	
		$3^{ème}$	4039.68	431.01	Accid	52.2	48.38	SET	
4eme+ 5émé	0.15	1^{er}	-521.78	469.33	Accid	0	0	SEC	7.87
		$2^{ème}$	2176.65	794.52	Accid	30.58	23.84	SET	
		$3^{ème}$	2176.65	794.52	Accid	30.58	23.84	SET	
6eme+ 7eme	0.15	1^{er}	18.48	443.87	Accid	2.11	0	SPC	7.87
		$2^{ème}$	710.82	583.65	Accid	11.36	6.41	SET	
		$3^{ème}$	710.82	583.65	Accid	11.36	6.41	SET	

V.6.7.1.2. Espacement

On a l'espacement admissible:

$$S_v \leq \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\ \text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_v \leq \begin{cases} 22.5\ \text{cm} \\ 30\ \text{cm} \end{cases}$$ D'après [1]

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants:

- S_t = 15 cm (en zone courante)
- $\mathbf{S_t}$ = 10 cm (en zone d'extrémité du voile)

Tableau V.19: Armatures verticales dans les voiles pleins (L=4.85m)

	L(m)	S_t (cm²)	Etage	Apot (cm²)	Av calcule (cm²)	A adoptee (cm²)	S_t Choisi (cm)	$A_{Choisie}$ (cm²)
V1	4.85	22.5	RDC, 1er	24.13	155.12	106.86	10	2(48HA12) =108.57
		22.5	2eme, 3eme	24.13	100.52	52.26	15	2(35HA10) =54.98
		22.5	4eme, 5eme	24.13	54.42	54.42	15	2(35HA10) =54.98
		22.5	6éme, 7eme	24.13	17.96	17.77	20	2(26HA8) =26.14

Tableau V.20. Vérification des contraintes normales des voiles**.**

Voile	S (cm^2)	Achoisi (cm²)	Nser (KN)	Mser (KN.m)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	Verification
V1	15x595	155.12	1988.91	358.12	136.1	120.4	201.63	CV
	15x595	103.24	1481.47	257.77	152.0	135.0	201.63	CV
	15x595	103.24	1481.47	257.77	152.0	135.0	201.63	CV
	15x595	74.4	956.61	194.78	154.4	134.5	201.63	CV

Tableau V.21: Vérification des contraintes de cisaillement dans les voiles

Etage	V_u (KN)	$\overline{V}_u$ (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	Verification
RDC ,1er	352.98	494.17	0.63	5	CV
2eme ,3eme	429.64	601.49	0.77	5	CV
4eme, 5eme	349.37	489.11	0.62	5	CV
6eme, 7eme	189.12	264.76	0.33	5	CV

V.6.7.1.3. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement). Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b.

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

Tableau V.22: La section d'armatures horizontales des voiles.

Voile	e (cm)	h_e (m)	$A_{v.ch}$ (cm^2)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
V1	15	3.40	108.57	72.38	10	2x(32HA12)=72.38
	15	3.40	54.98	36.63	20	2x(24HA10)=37.70
	15	3.40	54.98	36.63	15	2x(24HA10)=37.70
	15	3.40	26.14	17.42	20	2x(18HA8)=18.10

V.6.7.1.4. Les armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

L'acier choisi pour les armatures transversales est le (HA6).

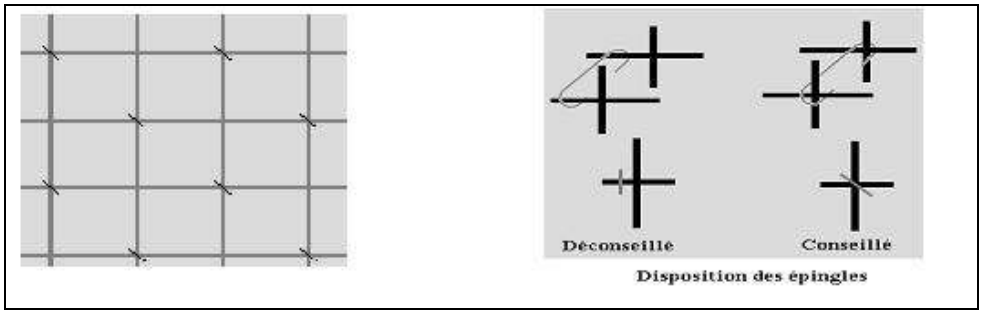


Figure.V.6: Les armatures transversales et les épingles.

Pour notre structure, toutes les longueurs de recouvrement sont : lr = 40.ϕ = 50 cm

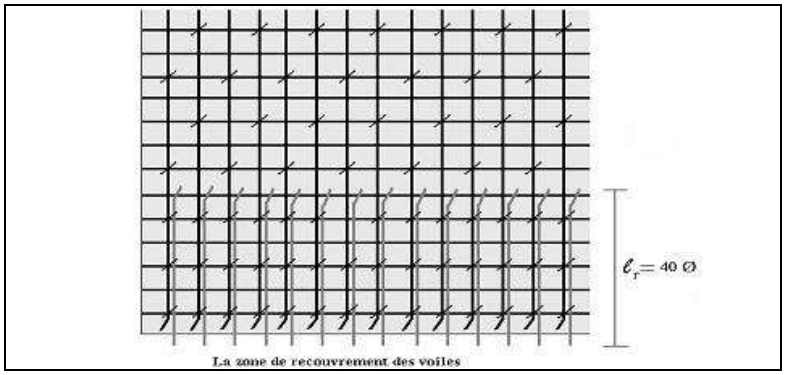


Figure.V.7: La zone de recouvrement des voiles.

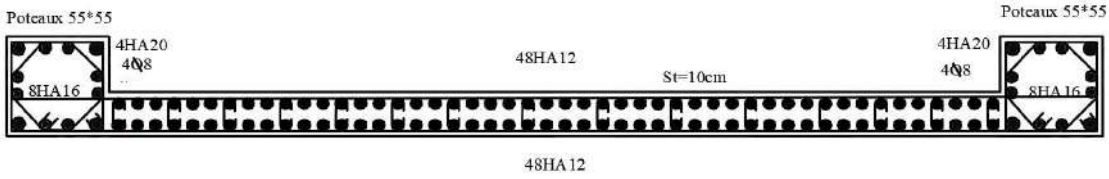


Figure V.8: Ferraillage des voiles pleins RDC, 1er

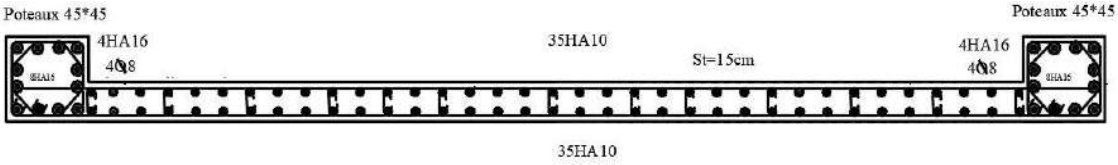


Figure.V.9: Ferraillage des voiles pleins 2éme, 3éme

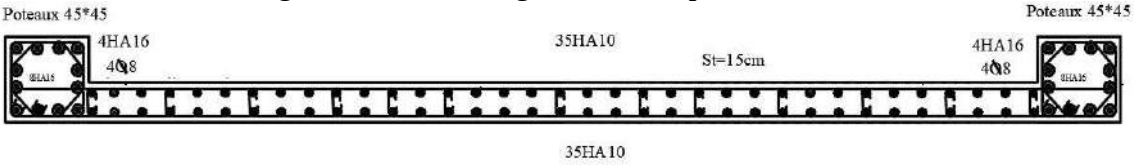


Figure .V.10: Ferraillage des voiles pleins 4éme, 5éme

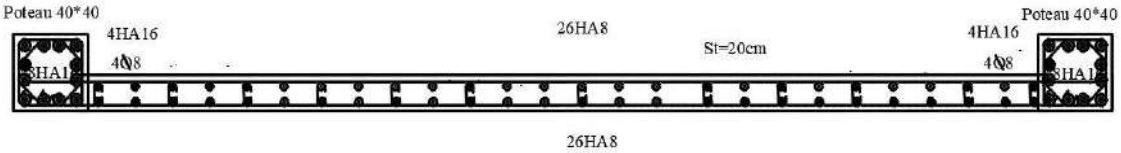


Figure.V.11: Ferraillage des voiles pleins 6éme, 7éme

V.7. Ferraillage des voiles avec ouverture

V.7.1. Ferraillage des trumeaux

V.7.1.1. Calcul des armatures verticales

Tableau V.23: Calcul des armatures verticales trumeaux (Suivant X) L=1.25m

Etage	a (cm)	Cas	N (kN)	M (KN)	Situat	A cm²	A'cm²	Type de section	A_{min} RPA cm²
RDC+ 1er	0.15	1er	-1209.55	1244.87	Accid	21.75	8.44	SPC	2.1
		2eme	-1043.64	1312.75	Accid	25.25	7.8	SET	
		3eme	2280	807.84	Accid	45.47	11.53	SPC	
2eme+ 3eme	0.15	1er	-597.96	76.81	Accid	0	0	SEC	2.1
		2eme	907.33	121.76	Accid	13.9	8.78	SET	
		3eme	907.33	121.76	Accid	13.9	8.78	SET	
4eme+ 5émé	0.15	1er	-348.02	60.36	Accid	0	0	SEC	2.2
		2eme	573.41	86.62	Accid	8.99	5.35	SET	
		3eme	573.41	86.62	Accid	8.99	5.35	SET	
6eme+ 7eme	0.15	1er	-123.29	29.17	Accid	0	0	SEC	2.1
		2eme	240.61	37.31	Accid	3.7	2.31	SET	
		3eme	240.61	37.31	Accid	3.79	2.22	SET	

V.7.1.2. Espacement

On a l'espacement admissible:

$$S_v \leq \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\ cm \end{cases} \Rightarrow S_v \leq \begin{cases} 22.5\ cm \\ 30\ cm \end{cases}$$ D'après [1]

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants:

- S_t = 10 cm (en zone courante)
- S_t = 10 cm (en zone d'extrémité du voile)

Tableau V.24: Armatures verticales trumeaux (L=0.95m)

	L(m)	S_t (cm)	Etage	Apot (cm^2)	Av calcule(cm^2)	A adoptee (cm^2)	S_t Choisi (cm)	$A_{Choisie}$(cm^2)
V2	0.95	22.5	RDC, 1er	24.13	57	32.87	10	2(11HA14) =33.87
		22.5	2eme, 3eme	24.13	22.68	22.74	10	2(11HA12) =24.88
		22.5	4eme, 5eme,	24.13	14.34	14.34	1 0	2(11HA10) =17.28
		22.5	6 éme, 7eme,	24.13	6.01	6.01	10	2(11HA8) =11.06

Tableau V.25. Vérification à l'ELS des armatures verticales

Voile	S (cm^2)	Achoisi	Nser	Mser	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_{s\,adm}$ (MPa)	Vérification
V2	15x125	58	618.41	252.45	179.8	33.5	201.6	CV
	15x125	49.01	178.29	25.90	45.3	27.5	201.6	CV
	15x125	41.41	130.04	15.09	37.5	25.3	201.6	CV
	15x125	35.19	67.60	4.56	21	16.7	201.6	CV

Tableau V.26: Vérification des contraintes de cisaillement dans les voiles

Etage	V_u (KN)	$\overline{V}_u$ (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	Verification
RDC ,1er	237.98	333.172	1.93	5	CV
2eme ,3eme	162.11	226.95	1.31	5	CV
4eme, 5eme	114.00	159.6	0.92	5	CV
6eme, 7eme	51.77	72.44	0.41	5	CV

V.7.1.3. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

Tableau V.27: La section d'armatures horizontales des voiles.

Voile	e (cm)	h_e (m)	$A_{v.ch}$ (cm^2)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
V2	15	3.40	33.87	22.58	20	2x(15HA10)=23.56
	15	3.40	24.88	16.58	20	2x(17H8)=17.09
	15	3.40	15.71	10.47	15	2x(16H8)=16.08
	15	3.40	10.05	6.7	20	2x(16H8)=16.08



Figure V.12: Ferraillage des trumeaux RDC, 1er



V.13: Ferraillage des trumeaux 2éme ,3éme



V.14: Ferraillage des trumeaux 4éme ,5éme



V.15: Ferraillage des trumeaux 6éme ,7éme

V.7.2. Ferraillage des linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux. Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

V.7.2.1.Recommandation des règlements

Selon le CBA 93 : [2]

Même conditions que pour les poutres.

Selon le RPA 99:

V.6.4. La contrainte limites de cisaillement $\overline{\tau}_b$

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$\tau \leq \overline{\tau}_b = 0.06 f_{c28}$ Flexion simple

$\tau \geq \overline{\tau}_b = 0.06 f_{c28}$ Traction/compression

Où $\tau = \frac{V}{b_0 d}$ avec : $V = 1.4 V_{U\ Calcul}$ [1

-$b_{0:}$ épaisseur du linteau.

- d: hauteur utile. D =0,9h.

-V_u: effort tranchant ultime.

V.7.2.2.Flexion simple

Premier cas : $\tau \leq \overline{\tau}_b = 0.06 f_{c28}$ (RPA99 Art 7.7.3.1) [1]

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Zf_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4M_u$$

Aciers transversaux :

- Premier sous cas : linteau long ($\lambda g = l/h > 1$)

on a

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\overline{V}}$$

-S_t : Espacement entre les armatures transversales.

-A_t : section d'armatures transversales.

- L : portée du linteau.

- Z = h – 2 d'

- Deuxième sous cas : linteau courts ($\lambda g = l/h \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\overline{V} + (A_t \times f_e)}$$

T= Min (T_1, T2) ; $T_1=\frac{M_{ci}+M_{cj}}{l_{ij}}$; $T_2=2.T_u$.

Avec :

M_{ci} , M_{cj} : Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij ", est calculés par :

$M_c = A_l.f_e.Z$ Avec : Z=h-2d'

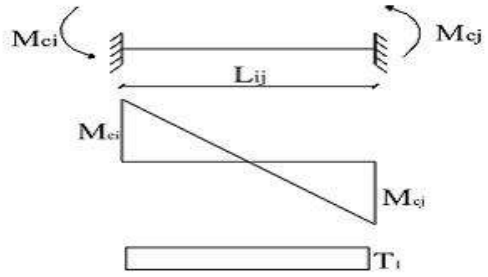


Figure.V.16: Moment et effort tranchant résistants dans le linteau.

V.7.2.2.2.Traction/compression

Deuxième cas: $\tau \geq \overline{\tau}_b = 0.06\, f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

Avec : tgα= (h-2d)/l

Et V=Vu calcul (sans majoration).

.

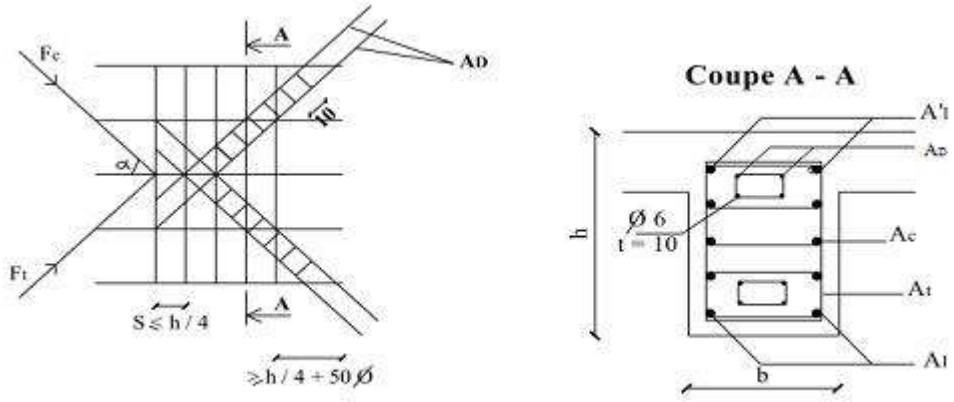


Figure V.17: Armatures de linteaux

V.7.2.3.Ferraillage minimal

Selon le RPA 9(Art 7.7.3.3), on a : [1]

a) Armatures longitudinales

$$(A_l, A_l') \geq 0{,}15\% \, (b \times h)$$

b) Armatures transversales :

$$\text{Pour : } \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015 \, b \times s$$

$$\text{Pour : } \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025 \, b \times s$$

c)Armatures de peau :

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

V.7.2.4. Calcul du ferraillage longitudinal

Caractéristiques du linteau : b = 0.15 m ; h = 1.40 m ; d = 1.26 m ; L = 1.2 m.
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.28: Choix de la méthode de calcul.

Linteau	Niveau	L(cm)	H(cm)	V(KN)	τ (MPa)	$\overline{\tau}_b$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}_b$	Choix de methode
V2	RDC-1er	120	140	534.60	2.82	1.5	Non	Traction/ Compression
	2éme-3émé	120	140	480.55	2.54	1.5	Non	Traction/ Compression
	4éme-5émé	120	140	339.7	1.79	1.5	Non	Traction/ Compression
	6éme-7émé	120	140	153.54	0.81	1.5	Oui	Flexion simple

V.7.2.4.1.Traction/Compression

Tableau V .29: La section choisie d'armatures des linteaux du RDC jusqu'au 5ème étage.

	Armatures Diagonales		Armatures longitudinales	Armatures transversals	Armatures de peau	
	$A_{D\,cal}$(cm²)	A_{Dch} (cm²)	A_l (cm²)	A_t(cm²)	A_c(cm²)	S
RDC ,1er	9.16	2x4HA14=12.32	2x2HA12=4.52	2HA8=1,00	2x4HA10 =6.28	10
2eme,3eme	8.23	2x4HA12=9.04	2x2HA12=4.52	2HA8=1,00	2x4HA10 =6.28	10
4eme,5eme	5.82	2x4HA10=6.28	2x2HA12=4.52	2HA8=1,00	2x4HA10 =6.28	10

V.7.2.4.2 Flexion simple

Tableau V .30 : La section d'armatures des linteaux (6ème et 7ème étage)

Armatures longitudinales				Armatures transversales					Armatures de peau		
M (KN.m	Z (m)	A_l cm^2	$A_{l\,ch}$ cm^2	λ	S	V (KN)	A_t cm^2	$A_{t\,ch}$ cm^2	S (cm²)	A_c (cm^2)	$A_{c\,ch}$ cm^2
101.77	1.54	1.65	4HA8 =2.01	0,75	15	153.54	0,76	2HA8 =1,00	15	4.8	2x4HA10 =6.28

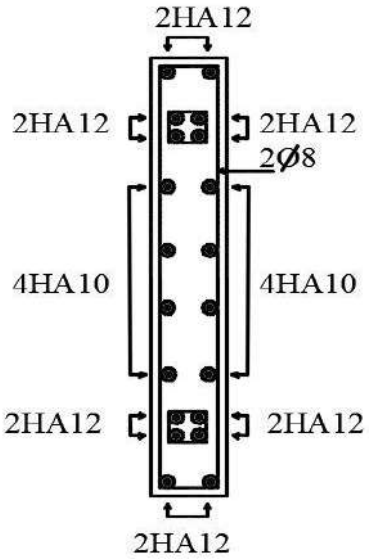


Figure V. 18 : Ferraillage des linteaux

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI. 1.Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-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.

VI.2.Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3.Caractéristiques 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 mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.2 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique (Annexe) nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de : $D = 1.5\ m$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont : $\gamma_h = 16.5\ kN/m^3$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

VI.4.Choix du type de fondations

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

$S = A \times B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ et $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

$B = \sqrt{\frac{N_{ser}\ b}{\sigma_{sol}\ a}}$ et $h = \frac{B-b}{4} + c$

Données :

$\overline{\sigma_{sol}} = 1.2bar = 0{,}12MPa$, $a = b = 55cm$, $c = 3cm$

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N (kN)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	D (cm)	h_{ch} (cm)
S1	1029.28	2.92	2.92	64.25	3	3	61.25	70
S2	1729.01	3.79	3.79	84.25	3.8	3.8	81.25	85

VI.4.1.1.Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

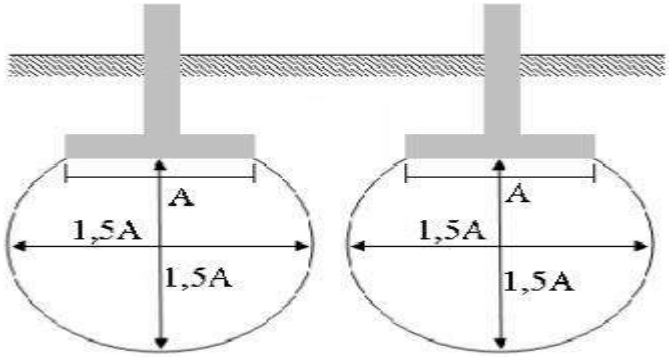


Figure VI.1:Les bulles de pression sous la semelle.

$$l \geq \frac{1,5}{2}(A + A')$$

Tableau VI.2: Vérification de chevauchement

L(m)	$\frac{1,5}{2}(A + A')$	Vérification
3.10	4.5	CNV
3.10	5.7	CNV

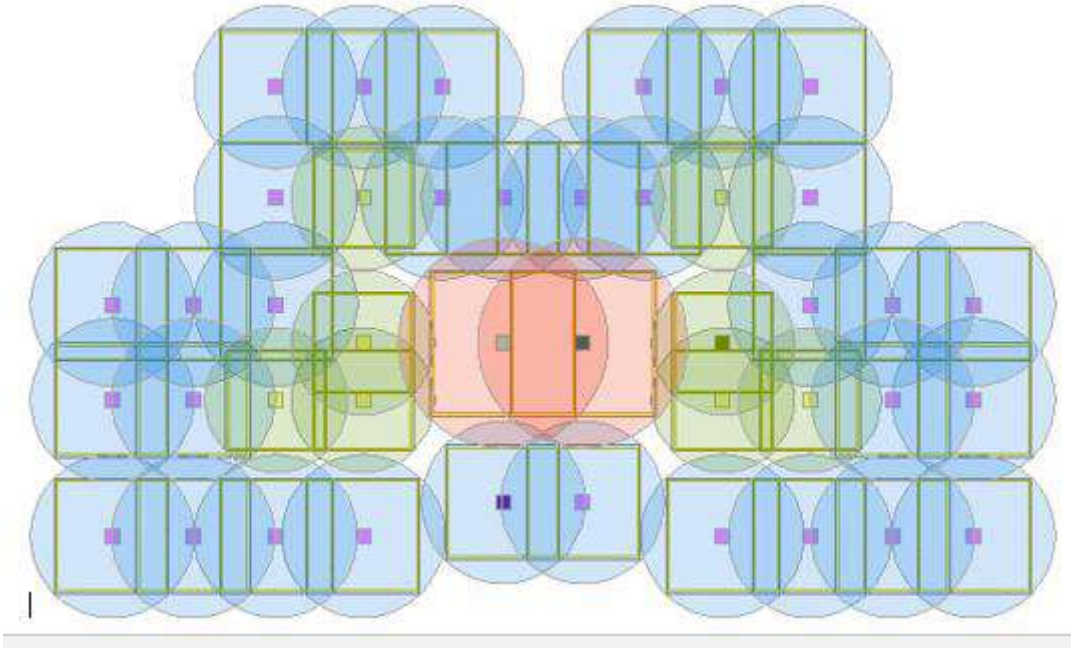


Figure VI.2**:** Chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

La Figure VI.2 montre qu'il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.2 Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes :

-Semelle filante sous un voile.

-Semelle filante sous plusieurs poteaux.

VI.4.2.1 Dimensionnement des semelles

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se faitsur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

Avec :

d_G: Débord gauche de la semelle isolée

d_D: Débord droite de la semelle isolée

Tableau VI.3: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.(Y)

Semelles	L (m)	N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (MPa)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	d_b (cm)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S1-F1	10.35	1321.85	0.12	1.06	2.00	40.00	39.25	45.00
S2-F2	18.85	3692.24		1.63	2.50	50.00	51.75	55.00
S3-F3	4.45	169.60		0.31	1.00	25.00	24.25	25.00

S1-F1 : semelle filante sous poteaux et voile dans le sens (Y)

S2-F2 : semelle filante sous poteaux et voile dans le sens (Y)

S3-F3 : semelle filante sous voile dans le sens (X)

VI.4.2.2.Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.4 : Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Comparaison du chevauchement entre les semelles		L(m)	B(m)	B'(m)	$\frac{B + B'}{2}$	$L > \frac{B + B'}{2}$
S1-F1	**S1-F1**	3.15	2.00	2.00	2.00	CV
S1-F1	**S2-F2**	3.20	2.00	2.50	2.25	CV
S2-F2	**S2-F2**	3.35	2.50	2.50	2.50	CV
S2-F2	**S2-F2**	3.05	2.50	2.50	2.50	CV
S1-F1	**S2-F2**	2.35	2.00	2.50	2.25	CV
S2-F2	**S2-F2**	3.10	2.50	2.50	2.50	CV

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes

VI.4.3.Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi-travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$\Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.L_{max}{}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa)

L : La plus grande travée dans la fille

K : raideur du sol ($K = 0.5\times10^{-2}$ N/mm ^{3})

I: Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.h_p{}^3}{12}$

hp: la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.5: Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	L_{max}(m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	h_p (cm)
PL1	5.25	38.9	40.00
PL2	6.15	48.00	50.00

VI.4.4. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{p.libage} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau VI.6: Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

Semelle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$P_{p.Libage}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (MPa)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
S1-F1	1321.85	279.45	378.92	51.43	20.70	0.10	0.12	CV
S2-F2	3692.24	608.85	789.5	122.72	45.24	0.11		CV
S3-F3	169.60	102.6	170.48	24.20	4.45	0.10		CV

VI.4.5. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement $\left(e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}\right)$

Tableau VI.7: Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S1-F1	1321.85	63.42	4.21	2.00	50.00	CV
S2-F2	3692.24	41.42	1.06	2.50	62.50	
S3-F3	169.60	10.66	6.00	1.00	25.00	

A partir de ces résultats, on peut en conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.5 Calcul du Ferraillage

VI.5.1. Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelle est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B**.**

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Touat long du mur on prévoit des armatures de répartition tel que:

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.8: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	**N_u (kN/ml)**	**M_u (kN.m)**	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S3-F3	474.84	13.77	2.89	25.0	Diagramme trapézoïdal

Tableau VI.9: Ferraillages des semelles filantes sous voile.

Semelle	**N_u (kN/ml)**	**M_u (kN.m)**	**B (m)**	**$A_{b.calculée}$ (cm^2)**	**$A_{b.adoptée}$ (cm^2)**	**S_t (cm)**	**$A_{a.rép}$ (cm^2)**	**S_t (cm)**
S3-F3	474.84	13.77	1.00	9.67	10HA12=11.31	10	5HA12 =5.65	20

VI.5.2.Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillage se divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

a)Transversalement :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre : $A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs$N$ et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle a A.

Tableau VI.10: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous poteaux

Semelles	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S1-F1	1400.99	94.07	6.17	33.33	Diagramme trapézoïdal
S2-F2	2370.71	90.71	3.82	41.66	

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

b) Armatures principales

Tableau VI.11: Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelles	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S1-F1	1400.99	94.07	5.03	2.00	19.93	18HA12 =20.36	5HA12=5.65	20
S2-F2	2370.71	90.71	6.33	2.50	34.73	31HA12 =35.02	5HA12=5.65	20

c)Armature de répartitions

-$A_{a,rép} = (4.52 \times 2)/4 = 2.26 cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 5HA12 = 5.65\ cm^2$

-Espacement de 25 cm

-$A_{a,rép} = (5.62 \times 2.5)/4 = 3.51 cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 5HA12 = 5.65 cm^2$

VI.5.3. Ferraillage de la poutre de libage

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma = \frac{\sum N + 1{,}35 \times \left(P_{semelle} + P_{P.libage} + P_{remblai}\right)}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.12: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libge	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$\sum N_{ser}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
PL1	9.45	2245.56	1321.85	0.16	0.12	320.00	240.00
PL2	17.85	6789.27	3692.24	0.15	0.12	375.00	300.00

a)Détermination des moments de la poutre de libage

Tableau VI.13: Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
821.74	581.38	954.38	616.38	426.13
984.00	715.51	1136.79	710.23	558.32

b) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.14: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

Elément		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
PL1	Travée	581.38	19.72	0	8HA20=25.13
	Appuis	821.74	31.61	0	12HA20=37.70
PL2	Travée	715.51	23.77	0	8HA20=25.13
	Appuis	984.00	33.56	0	12HA20=37.70

VI.5.3.1Vérification des contraintes à l'ELS

- ✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI.15: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Elément		M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_S}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PL1	Travée	426.13	25.13	7.77	232.7	15	201.63	Vérifiée	CNV
	Appuis	616.38	37.70	9.8	229.1	15	201.63		
PL2	Travée	558.32	25.13	8.42	270.2	15	201.63	Vérifiée	CNV
	Appuis	710.23	37.17	7.61	237.17	15	201.63		

On adopte chosiez la section Acier

Tableau VI.16: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

Elément		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
PL1	Travée	581.38	19.72	0	10HA20=31.42
	Appuis	821.74	31.61	0	15HA20=47.12
PL2	Travée	715.51	23.77	0	12HA20=37.70
	Appuis	984.00	33.56	0	15HA20=47.12

Tableau VI.17: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Elément		M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_S}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PL1	Travée	426.13	31.42	7.2	188.3	15	201.63	CV	CV
	Appuis	616.38	47.12	9.14	185.5	15	201.63		
PL2	Travée	558.32	37.70	7.33	183.9	15	201.63	CV	CV
	Appuis	710.23	37.70	8.67	189.6	15	201.63		

VI.5.3.2Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2

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

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = 2{,}50\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

Tableau VI.18: Vérification du cisaillement de la poutre de libage

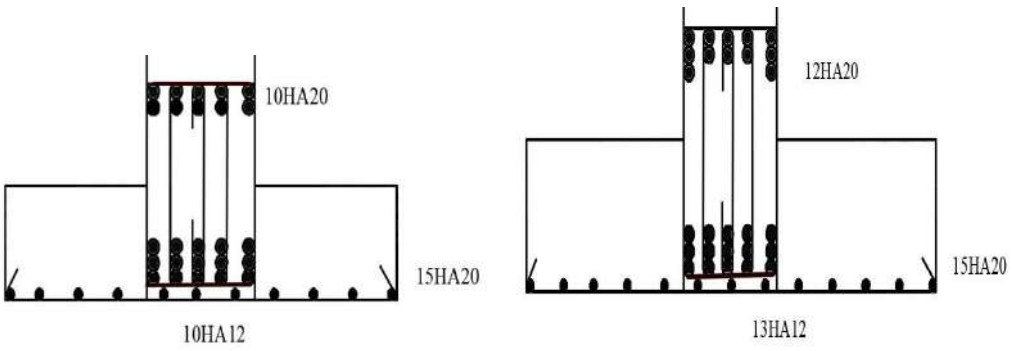
Elément	V_u (kN)	$\tau_{u(MPa)}$	$\bar{\tau}$	Verification
PL1	954.38	2.11	2.5	CV
PL2	1136.79	2.24	2.5	CV

a)Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.19: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Elément				Espacement et Armatures			
B (cm)	h (cm)	T (kN)	τ (MPa)	ZN (cm)	ZC (cm)	Φ (mm)	A_t (cm^2)
55.00	85.00	954.38	2.11	10	15	10	3.39
55.00	95.00	1136.79	2.24	10	15	10	3.39



S1-F1 S2-F2

Figure : VI.3.Ferraillage semelles filantes et poutre libage

VI.6.Ferraillage des longrines

- ✓ Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- ✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

$$\text{La section choisie : } 30 \times 30\ cm^2 \quad ; \quad \alpha = 10(\text{Zone III, S3})$$

Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

VI.6.1.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.20: Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 30	2370.71	237.07	6.81	4HA14+2A12=8.42	5,40	CV

VI.6.2.Vérification des contraintes à L'ELS

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A};\ \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{1{,}6.F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau VI.21: Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section(cm^2)	F_{ser}(kN)	F (kN)	A_{ch}(cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×30	1729.01	172.90	8.42	205.34	201,63	CNV

Les contraintes normales de traction sont justifiées insuffisante. Donc, on doit augmenter la section des armateurs : $A_{adoptée} = 6HA14 = 9{,}24cm^2 \Rightarrow \sigma_s = 187.12 \leq \overline{\sigma_s} = 201{,}63$

VI.6.3.Calcul des armatures transversales

Tableau VI.22 : Calcul des armatures transversales des longrines.

$Ø_{t\ max}$ (mm)	$Ø_t \geq \frac{Øt}{3}$	$Ø_t$ (mm)	$A_t(cm^{2)}$	St (cm)
14	4,66	6	2Φ6	15

CONCLUSION GENERALE

Après une étude complète, qui a été menée sur une structure implantée dans une de forte sismicité en portiques contreventés par des voiles en béton armé d'un bâtiment en RDC + 7 Etages, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La disposition des voiles adoptée nous a permis d'obtenir un comportement très proche de celui d'une structure régulière avec une translation pure pour les deux premiers modes, suivant les deux axes principaux, et une rotation pure pour le troisième mode.

- ✓ Comme prévu, la mise en place des voiles en béton armé a conduit à une diminution de la période fondamentale par rapport à la structure autostable. Ce qui induit une structure rigide avec un cent et un (101) modes avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il est à noter ici que la modélisation dés éléments secondaires, notamment les porte-à-faux et les escaliers, peut être aussi perturbée le nombre final des modes compté pour atteindre 90% de la participation massique.

- ✓ En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x45) cm^2 et secondaires (30x40) cm^2, nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec les diamètres adoptés (HA12 ; HA14 et HA16) et même pratique sur le plan exécutif.

- ✓ Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées) avec 4HA16+2HA12 au niveau des appuis.

- ✓ En ce qui concerne les poteaux, la situation était pire, puisque ils présentent avec les voiles la partie la plus vulnérable à l'effet sismique. Dans notre cas, on a obtenu des sections partiellement tendues et même entièrement tendues dans tous les étages. En plus, nous avons enregistré une section d'armature de 9,13 cm^2 au niveau de $7^{ème}$ étage. Ceci est dû à l'effet combiné d'un moment fléchissant très important provoqué par le séisme (109,66 kN.m) et le faible effort de compression provoqué par un seul étage (Terrasse), sur un poteau de la section la plus faible dans notre structure (30x30cm^2). Ce qui nous a conduits à augmenter la section du béton des poteaux des derniers étages à 40x40 cm^2 avec un ferraillage de 12HA16.

- ✓ Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

- ✓ L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

  Ainsi, on a fait valoir, autant que possible, les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité et l'économie.

Bibliographie

Documents réglementaires :

- [1]: Le règlement de Béton Armé "CBA93".
- [2]: Le règlement parasismique "RPA99 version 2003" .
- [3] Charges permanentes et surcharges d’exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

- SAP2000 version 20.
- SOCOTEC.
- Excel
- Autocad 2016.

ANNEXES

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

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

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

-Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$

$Q = Max[1kN ; 0{,}5L]$

Calcul de μ

$\mu = \dfrac{M_u}{b\, d_0^2\, \sigma_b}$ d'ou $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$

$-\mu_l = 0.392$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées

-Pour les Poutres $\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Poutrelles $\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Dalles Pleines $\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$

Avec:

$-M_t = k \times M_0$; k : Est un coefficient rédacteur$(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

ANNEXES

ANNEXE B

METHODE DE CALCULE DES FLECHES (CBA)

Détermination de l'axe neutre

$$y_g = \frac{h_0\frac{bh_0}{2} + b_0(h-h_0)\left(\frac{(h-h_0)}{2}\right) + h_0 + 15A_s d}{h_0 b + b_0(h-h_0) + 15A_s}$$

Pour une section rectangulaire on a $b=b_0$

Il faut avoir :

$$\Delta f_t = f_V - f_i \leq \bar{f} \quad ; \bar{f} \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } L \leq 5\text{ m} \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } L \geq 5\text{m} \end{cases}$$

$$Avec : \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10\, E_i I_{fi}} \\ f_V = \frac{M_{ser}\, L^2}{10 E_V I_{fV}} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section

$$I_0 = \frac{b_0}{3}[y^3 + (h-y)^3] + \frac{(b-b_0)h^3{}_0}{12} + h_0(b-b_0)(y-\frac{h_0}{2})^2 + 15A(y-d)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fV} = \frac{I_0}{1 + \lambda_V \mu} \end{cases}$$ Moment d'inertie fictive

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_V = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{bd} \\ \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i = 32164.20$ MPa ; $E_V = 10818.86$ MPa

ANNEXES

ANNEXE C

LA METHODE FORFAITAIRE

La méthode ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres ou dalle calculées en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- Charge d'exploitation au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5000 N/m².
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successive sont dans un rapport comprime enter 0,8 et 1,20.
- De plus, la fissuration doit reste peut nuisible.

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

Exposé de la méthode

On désigne chaque travée par

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0,3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \ \ \textit{Si la travée est} \ \text{int}\textit{ermédiaire} \end{cases}$$

En appui

$$\begin{cases} M_a \geq 0,6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0,5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0,4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0,2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

ANNEXES

Avec :

Mt : Moment en travée.

Mω : Moment max sur l'appui gauche.

Me : Moment max sur l'appui droit.

Ma : Moment à l'appui.

M0 : Moment isostatique = $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T\omega = T0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$

$Te = -T0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$

Avec :

Tω : effort tranchant à gauche de la travée.

Te : effort tranchant à droite de la travée.

Remarque :

Dans les cas ou l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot

LA METHODE DE CAQUOT

La méthode s'applique essentiellement aux planchers des ((construction industrielle)), tel qu'ils sont définis (charge d'exploitation supérieure à deux fois la charge permanent ou à 5000 N/m²) et dans le cas la méthode forfaitaire ne pas appliqué.

Exposé de la méthode : Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0{,}8 \cdot L \text{ pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$k_e = \frac{I_e}{l'_e}$ $k_w = \frac{I_w}{l'_w}$ et Où $\frac{k_w}{k_e} = \gamma$

Donc : $\gamma = \frac{I_w\, l'_e}{I_e\, l'_w}$

ANNEXES

Cas particulier Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constate et en cas d'absence de charge concentrée ; on a le coefficient de rigidité :

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Donc M_o : moment isostatique $Mo = \frac{ql^2}{8}$.

M_a : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

$$\begin{cases} \text{Appuis de rives} & Ma = 0{,}2M_0 \\ \text{Appuis intermédiaires;} & Ma = \dfrac{-(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)}{8{,}5(l'_w + l'_e)} \end{cases}$$

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

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

T: Effort tranchant $\begin{cases} Tw = \left(\frac{ql}{2}\right) + \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \\ Te = \left(\frac{ql}{2}\right) - \left(M_e - \frac{M_w}{l}\right) \end{cases}$

ANNEXES

ANNEXE D

FLIXION SIMPLE VERIFECATION DES CONTRAINTE A ELS

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15\ MPa$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ Avec}$$

$$\frac{by^2}{2} + 15[y(A_s + A_s')^2 + (A'_s c' - A_s d')] = 0$$

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

$$\sigma_b = K\ y$$

Pour une fissuration peu nuisible on doit vérifier seule $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable on doit vérifier

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$; $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Avec

Pour fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_s = \min\left\{\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta\ f_{tj}}\right\}$

Pour fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_s} = min\left\{\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

Pour les armateurs inférieurs $\sigma_s = 15\,K(d-y)$

Pour les armateurs supérieurs $\sigma_s = 15\,K(y-c)$