REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département de génie de la matière

Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : STRUCTURE

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE (R + 7 + 1 SOUS SOL)

Contreventé par des voiles en béton armé

Réalisé par :

M^elle^. BENYAHIA AMEL

M^r^. CHELBI OTHMANE

Dirigé par :

M^r^. SAIDI M^ed^.MOULOUD

Proposé par:

Groupe HADDAD « ETRHB »

- PROMOTION JUIN 2013 -

ملخص

Résumé ; Abstract

ملخص :

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال متعدد (موقف، مطعم، فندق، مكاتب) مكونة من: تحت أرضي + طابق أرضي + سبعة طوابق، والمقرر بنائها في المدية المصنفة ضمن المنطقة ذات القوة الزلزالية (منطقة 02)

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

قانون قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر: القواعد الجزائرية المضادة للزلازل ، الخرسانة المسلحة

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج version15SAP2000

وفي الأخير تمت دراسة البنية التحتية وذلك باختيار قاعدة شاملة .

Résumé :

Ce projet consiste à étudier une structure à usage multiple (Parking, Restaurant, Hôtel, Bureaux) constitue de : un sous-sol + Rez de chaussée + sept étages, pour être construite à Medea qui est classée dans une zone de sismicité moyenne (zone II).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur (RPA version 2003) et le document technique CBA93.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (SAP2000 version15).

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

This project involves the study of a multiple use project (Parking, Restaurant, Hotel, offices) involving : an underground + a ground floor + seven floors , to be built in Medea in area classified as a medium seismic (ZoneII)

The structural strength to vertical and horizontal loads is provided by a gantry system braced by sails. The

dimensioning and the calculation of the reinforcement of all elements were resistant in accordance with

Regulation Algerian current (RPA version 2003) and technical document CBA93.

The seismic survey was conducted following the numerical method based on the finite element method through the software (SAP2000version15).

Finally, we studied by calculating the infrastructure foundations.

REMERCIEMENTS

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur Monsieur SAIDI MOHAMED MOULOUD pour nous avoir guidé pour la réalisation de cette étude.

Nous tenons à remercier aussi :

Tous les enseignants de génie civil de l'université de Medea qui ont contribué à notre formation.

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'élaboration de ce projet surtout les ingénieurs : Mr OULD TURKI Benaissa ; Mr RAHMOUN Amine ; Mr SKANDER Abderezzak

Nous ne saurons oublier enfin de remercier les honorables membres du Jury qui nous feront l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Dédicace

C’est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que je dédie ce modeste travail :

- ♠ A mon cher grand père : Vava Mouh
- ♠ A mes parents à ceux que je dois tout et je ne rendrai jamais assez
- ♠ A mes sœurs : Imene, Sarah, Hiba
- ♠ A toute la famille Benyahia , Bourenane
- ♠ A tous mes amis particulièrement : Faiza, Sidou, Nabil, Mouh, Youcef, Amine, Nouara, Nora, Malika, Sabrina, Khadija, Meriem, Asma, Yacine, Kim……
- ♠ A toute la promotion 2013
- ♠ A mon binôme
- ♠ Je veux rendre hommage à mon école primaire « Ferg Nadhir », CEM « Ferg Mohamed » et Lycée « Hillali Mohamed ».

AMEL

Dédicace

C’est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que je dédie ce modeste travail :

- ♠ A mes parents à ceux que je dois tout et je ne rendrai jamais assez
- ♠ A mes sœurs : Fathia ; Karima ; Amina ; Sara ;Soumia
- ♠ A mon frère : Mohamed
- ♠ A toute la famille : Chelbi et Belkacem Fissa
- ♠ A tous mes amis particulièrement : Aboubaker , Noureddine , Nouri Azzedine , Leila ,Souad ,Yosra ,Mounira ,Mazoura ,Meriem et Amel.
- ♠ A toute la promotion 2013
- ♠ A mon binôme

OTHEMANE

Sommaire

CHAPITRE 01 : Présentation de l'ouvrage

I.Introduction……..……01

II.Description de l'ouvrage……...……01

II.1. Objet de calcul……..01

II.2. La zone d'implantation…….01

II.3. Description de l'ouvrage…….……..01

II.4. Caractéristiques géométriques……..……02

II.5. La réglementation utilisée…….03

II.6. Classification selon RPA 99 ver.2003…….……04

II.7. Conception de la structure…….04

III.Caractéristiques des matériaux……11

III.1. Principe du béton armé……...……11

III.2. Caractéristiques des matériaux……11

III.2.1. Béton……11

III.2.2. Acier…….16

III.3. Hypothèses de calcul……...……18

CHAPITRE 02 : estimation des charges et pré dimensionnement

I.Introduction……..…..19

II.Estimation des charges…….19

II.1. Charges permanentes (G)…….19

Maçonnerie……...……19

Les planchers……20

Balcons……..22

II.2. Charges d'exploitation (Q)……22

Pré dimensionnement…….……..24

III.1. Pré dimensionnement des planchers……...…….24

III.2. Pré dimensionnement des poutres……27

III.2.1) Selon les règles CBA 93……..…27

III.2.2) selon le RPA 99 :……...…28

III.3. Pré dimensionnement des poteaux……...….29

III.3.1. Étapes de Pré dimensionnement……..…….29

III.3.4. La surface reprise par le poteau……32

III.3.5. Descente des charges……...….32

III.3.5.a. Surcharges d'exploitation…….32

III.3.5.b. charges permanentes et Nu……34

III.3.6. Vérification selon le RPA99 version2003……35

III.3.7. Vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003…….…….35

III.4. Pré dimensionnement des voiles……..37

CHAPITRE 03 : Calcul des éléments secondaires

I.L'acrotère…….…..39

I.1. Introduction……39

I.2. Calcul des sollicitations……..40

1.3. Calcul du ferraillage……...…41

1.3.2) Vérification à l'E.L.S……...…..43

Sommaire

II.1. Définition…….….47

II.2. Terminologie…….47

II.3. Calcul d'escalier……..……..47

II.4. Etude de la poutre palière……..……66

III.Balcons……...…..71

III.1. Introduction……..……71

III.2. Cas 01 : Balcons limités par des garde-corps…….……71

III.2.1. Evaluation des charges……..……71

III.2.2. Pré dimensionnement……71

III.2.3. Calcul des efforts internes……72

III.2.4. Calcul de ferraillage…….……72

III.2.5. Vérifications…….……73

III.3. Cas 02 : Balcons limités par des murs double cloisons……..……74

III.3.1. Evaluation des charges…….…..…..75

IV.1. Pré dimensionnement…….…..……79

IV.2. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations……...…….79

IV.2.1. charges permanentes G…….79

IV.2.2. Poids de la machine supportée……..……79

IV.2.2. Charge d'exploitation……...……80

IV.2.2. Combinaison des charges…….…….81

IV.2. calcul des sollicitations……...…….81

IV.2.1. Méthode de calcul……...……..81

IV.2.2. Hypothèses (ligne de rupture)……..……81

IV.2.3. Principe de calcul……...…..81

IV.2. Calcul du ferraillage……...83

IV.3. Vérification…….85

IV.3.1. Vérification de l'effort tranchant : ……..……..85

IV.3.1. Vérification à l'E.L.S : ……...……85

IV.3.2. Vérification de la flèche ……..…86

IV.3.2. Vérification de poinçonnement ……..……87

V.I. La dalle de compression……..……88

V.2. Les poutrelles……..……89

V.2.a. Avant coulage de la dalle de compression……90

V.2.b. Après coulage de la dalle de compression……91

CHAPITRE04 : Etude dynamique

I.Introduction……..107

II. Choix de la méthode…….……..107

II.1. Méthode d'analyse modale spectrale…….……..108

II.1.1. Principe…….……108

II.1.2. Spectre de réponse de calcul……108

II.2. Etude de la structure……...……110

II.2.1. Disposition des voiles……...……110

II.2.2. Caractéristiques géométrique……..……112

II.2.2.a. Centre de masse et centre de torsion……..……112

II.2.2.b. Les excentricités……...……113

II.2.2. Résultats et vérification aux « RPA99 »…….……113

II.2.2.a. Vérification de comportement pour les trois premiers modes……..……114

II.2.2.b. Vérification de la participation massique…….……116

II.2.2.c.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..……117

II.2.2.d. d) Vérification de la stabilité au renversement……..……..122

II.2.2.e. Vérification des déplacements…….……127

II.2.2.f. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ…….…130

II.2.2.e. Vérification de l'effort normal réduit à la base……..…….132

CHAPITRE 05 : Ferraillage des éléments résistants

I. Introduction……..134

II. Ferraillage des poutres……...135

II.1. Recommandations du RPA 99 version 2003 pour le ferraillage des poutres……135

II.1.1. Armatures longitudinales……...…..135

II.1.2. Armatures transversales…….……136

II.2. Ferraillage et vérification…….……137

II.2.1. Ferraillage……137

II.2.1. Vérifications……...139

II.2.1.a. Vérifications nécessaires selon RPA99 version 2003 et CBA93……..139

VI.2.1.b. Vérification des contraintes à l'état limite de service……..141

VI.2.1.c. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants……..…143

VI.2.1.d. Calcul des armatures transversales……..145

VI.2.1.e. Vérification de la flèche :……146

III.Ferraillage des poteaux……..149

III.1. Détermination des armatures longitudinales…….149

III.1.1.Recommandations des règlements (Zone IIb)…….149

III.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage……..151

III.1.3. Etat limite de stabilité de forme…….……151

III.1.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance……...……152

III.1.5. Vérification des contraintes à l'ELS :…….……155

III.2. Détermination des armatures transversales……157

III.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu……157

III.2.3. Vérifications des contraintes tangentielles……..158

III.2.4. Calcul des armatures transversales……..…159

III.2.5. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b)……...161

IV.Ferraillage des voiles……..163

IV.1.Recommandations réglementaires……164

IV.1.1.Armatures verticales……..164

IV.1.2.Armatures horizontales……..165

IV.1.3. Armatures transversales……..……..166

IV.1.4. Espacement……..….166

IV.1.5. Longueur de recouvrement……..……...167

IV.2.Calcul des armatures…….……168

IV.2.1. Armatures verticales……..168

IV.2.2. Armatures horizontales……..176

IV.2.3. Armatures transversales……..…180

CHAPITRE06 : Etude de l'infrastructure

I.Etude des fondations……..182

I.1. Contrainte du sol……182

I.2. Choix du type de fondation……182

I.2.1. Choix 01 : Des semelles isolées sous les poteaux et filantes sous les voiles……..183

I.2.2. Choix 02 : Des semelles filantes sous les voiles et les poteaux……..…185

I.2.3. Choix 03 : Des semelles filantes croisées sous les voiles et les poteaux……186

I.2. Etude du radier……...189

I.2.1. Pré dimensionnement du radier……..….189

Vérification de la surface du radier……..189

Détermination de l'épaisseur du radier……189

Dimensionnement du radier nervuré……..……..190

I.2.2. Caractéristique du radier nervuré……..…….191

Poids du radier nervuré…….……191

Caractéristiques géométrique du radier nervuré…….……..191

I.2.3. Vérification de la stabilité du radier nervuré……..192

Vérification au poinçonnement…….192

Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticale…….……192

Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G+E)……..193

Vérification des contraintes……..……193

I.2.3. Ferraillage du Radier nervuré…….195

I.2.3.1. Ferraillage de la dalle du radier…….195

Calcul des Charges du radier…….195

Calcul des moments……...……195

Détermination des armatures longitudinales à l'ELU…….……..196

Vérification des contraintes à l'ELS:……..…..197

Vérification de la contrainte de cisaillement…….197

I.2.3.2. Ferraillage de la nervure……..198

I.2.3.3. Ferraillage de débord……200

I.3. Etude des longrines……..…202

I.3.1. Dimensionnement……...202

I.3.2. Ferraillage……202

I.4. Etude de mur de soutènement…….204

I.4.1. Calcul de la poussée des terres……204

I.4.2. Ferraillage de mur de soutènement…….204

Liste des figures

Chapitre I

Fig I.1 : Forme en plan de la structure……..…02

Fig I.2 : Composition du béton déformation de l'acier…….…..11

Fig I.3 : Digramme contrainte-déformation du béton…….….15

Fig I.4 : Diagramme contrainte-d déformation de l'acier…….……...17

Chapitre II

Fig II.1 : Mur en maçonnerie……..19

Fig II.2 : Composant d'un plancher terrasse……..…..…..20

Fig II.3 : Composant d'un plancher courant……..…….....21

Fig II.4 : Compoant des planchers……..…...…..26

Fig II.5 : Prédimensinnement des poutres……...28

Fig II.6 : Section réduite du poteau……..…...….30

Fig II.7 : Suface reprise par le poteau du sous-sol ……..……32

Fig II.8 : Dimension des voiles……...…….…37

Chapitre III

Fig III.1 : Coupe verticale de l'acrotère ……..…..…….39

Fig III.2 : Diagramme des sollicitations……....…….40

Fig III.3 : Section de béton armé à L'ELU……..…..….41

Fig III.4 : Férraillage de l'acrotère……....….46

Fig III.5 : Présentation schématique d'une volée d'escalier droit…….…….…47

Fig III.6 : Schéma statique de l'escalier…….…48

Fig III.7 : Combinaison des charges et surcharges……..51

Fig III.8 : Diagramme des efforts internes …….……52

Fig III.9 : Combinaison des charges et surcharge à L'ELS……54

Fig III.10 : Diagramme des efforts internes à L' ELU……..…55

Fig III.11 : Schema statique de l'escalier type 2……...…..57

Fig III.12 : Combinaison des charges et surcharges à L'ELU……..…60

Fig III.13 : Diagramme des efforts internes ……..…..…61

Fig III.14 : ombinaison des charges et surcharges à L'ELS…….……...63

Fig III.15 : Diagrammes des efforts internes à L' ELS……..……64

Fig III.16 : Démension de la poutre palière …….…..…….66

Fig III.17 : Démension de la poutre palière à L'ELU…….……..….67

Fig III.18 : Schéma statique du balcon cas 1…….....……..…72

Fig III.19 : Schéma statique du balcon cas 2…….....76

Fig III.20 : Dimension de la dalle machine…….....79

Fig III.21 : Déferentes charges agissantes sur la dalle.....……...80

Fig III.22 : Les lignes des ruptures……...….....82

Fig III.23 : Shéma à caractéristique du poinçonnement 87

Fig III.24 : Planchers à corps creux (20+5)…….....…...88

Fig III.25 : Disposition des armatures de la table de compression .....….89

Fig III.26 : Dimension de la poutrelle après coulage……...……...90

Fig III.27 : Poutrelle à une sollicitation à L'ELU……...…….....…94

Fig III.28 : Diagramme des moments à L' ELU ……..……..94

Fig III.29 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU……..……..…95

Fig. III.30 : Diagramme des moments L'ELS…….……95

Fig. III.31 : Poutrelle à(03) travées……..……96

Fig. III.32 : Diagrammes des moments à L' ELU…….……..96

Fig. III.33 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU…….……..…..97

Fig. III.34 : Diagramme des moments à L'ELS……..……..…..97

Fig. III.35 : Poutrelle à (04) travées ……...98

Fig. III.36 : Diagrammes des moments à L' ELU…….….98

Fig. III.37 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU…….….99

Fig. III.38 : Diagramme des moments L'ELS…….99

Fig. III.39 : Dimension des poutrelles ……..100

Fig. III.40 : Disposition des armatures ……106

Chapitre VI

Fig.VI.1 : Spectre de réponse……..……..109

Fig.VI.2 : Disposition des voiles vue 3D……...…110

Fig.VI.3 : Disposition des voiles au niveau de RDC……..110

Fig.VI.4 : Comportement du 1er mode……..….115

Fig.VI.5 : Comportement du 2ème mode……...….115

Fig.VI.6 : Comportement du 3ème mode……...…..116

Fig.VI.7 : Les pourcentages des sollicitations reprises par les éléments résistantspour R=5.…
...……...…..119

Fig.VI.8 : La force agissante sur la stabilité au renversement ……....122

Fig.VI.9 : Distribution des forces sismiques……...…...123

Fig.VI.10 : Concentration des forces sismiques aux étages …….....125

Chapitre V

Fig.V.1 : Disposition des armatures pour les poutres…….…138

Fig.V.2 : Ferraillage des poutres principales ……147

Fig.V.3 : Ferraillage des poutres secondaires ……148

Fig.V.4 : La zone nodale dans les poteaux……...150

Fig.V.5 : Ferraillage des poteaux……....162

Fig.V.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles……...…166

Fig.V.7 : Dimension du voile avec ouverture de RDC……...171

Fig.V.8 : Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture considérés pleins……..180

Fig.V.9 : Disposition des armatures dans les voiles pleins épaisseur 16 et 25 cm…….181

Chapitre VI

Fig.VI.1 : Position des semelles (choix 01)……183

Fig.VI.2 : Position des semelles (choix 02)…….....185

Fig.VI.3 : Position des semelles (choix 03)…….....187

Fig.VI.4 : Schéma statique de débord…….....200

Fig.VI.5 : Les moments subissant par le voile périphérique……..205

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Dimension de la structure……...……02

Tableau.I.2 : Caractéristiques du béton……...16

Tableau.I.3 : Types d'aciers utilisés et leurs nuances……..16

Chapitre II

Tableau.II.1 : Charge permanente des murs extérieurs……...……20

Tableau.II.2 : Charge permanente des murs intérieurs……...…….20

Tableau.II.3 : Charge permanente des planchers terrasse inaccessible……...…21

Tableau.II.4 : Charge permanente d'étage courant…….....22

Tableau.II.5 : Charge permanente des balcons……..22

Tableau.II.6 : Charges d'exploitation…….....23

Tableau.II.7 : Calcul de Nu admissible……..…...31

Tableau.II.8 : Vérification de 1,1Nu≤Nu…….…...34

Tableau.II.9 : Vérifications de coffrage des poteaux…….…35

Tableau.II.10 : vérification aux zones nodales……...…36

Tableau.II.11 : Dimension du voile……..…..…38

Chapitre III

Tab.III.1 : Données……..41

Tab.III.2 : Charge permanente de la paillasse de l'escalier type 1……..49

Tab.II.3 : Charge permanente du palier de l'escalier type 1…….....50

Tab.II.4 : Combinaison des charges et surcharges ……..50

Tab.III.5 : Calcul des moments .....…...51

Liste des tableaux

Tab.III.6 : Les données……51

Tab.III.7 : Ferraillage d'escalier type 1……..…….53

Tab.III.8 : Armatures de répartition, type 1……53

Tab.III.9 : Vérification de l'espacement……..54

Tab.III.10 : Calcul des moments à l'ELS……....55

Tab.III.11 : Vérification de la résistance du béton à la compression ……56

Tab.III.12 : Calcul de la flèche pour l'escalier type 1……....….57

Tab.III.13 : Charge permanente de la paillasse de l'escalier type 2……..…58

Tab.III.14 : Charge permanente du palier de l'escalier type 2……..……..…59

Tab.III.15 : Combinaison des charges et surcharges……...…59

Tab.III.16 : Calcul des moments ……..…60

Tab.III.17 : Ferraillage d'escalier type 1……62

Tab.III.18 : Armatures de répartition, type 1…….…….…….....62

Tab.III.19 : Vérification de l'espacement…….……...63

Tab.III.20 : Calcul des moments à l'ELS……....63

Tab.III.21 : Vérification de la résistance du béton à la compression …….....64

Tab.III.22 : Calcul de la flèche pour l'escalier type 1……..…65

Tab.III.23 : Ferraillage de la poutre palière ……....67

Tab.III.24 : Vérification à l'ELS…….……68

Tab.III.25 : Combinaison des charges…….…....71

Tab.III.26 : Ferraillage du balcon cas 1……....…...73

Tab.III.27 : Vérification des contraintes du balcon cas 1……...….74

Tab.III.28 : Combinaison des charges…….....75

Tab.III.29 : Ferraillage du balcon type 1……76

Tab.III.30 : Vérification des contraintes du balcon type 1…….....78

Tab.III.31 : Charge permanente ……79

Tab.III.32 : Les charge concentrées……..……...…80

Tab.III.33 : Combinaison des charges ……....81

Tab.III.34 : Les données……..84

Tab.III.35 : Ferraillage ……84

Tab.III.36 : Calcul des Moments à l'ELS……..…….86

Tab.II.37 : Vérification à l'ELS……86

Tab.III.38 : Les charges de la poutrelle avant coulage……..…90

Tab.III.39 : Calcul des moments……..….91

Tab.III.40 : Détermination du nombre d'étaiements…….91

Tab.III.41 : Actions de calcul des poutrelles après coulage……..93

Tab.III.42 : Les différentes sollicitations à L'ELU ……..….94

Tab.III.43 : Les différentes sollicitations à L'ELS……..…..….95

Tab.III.44 : Les différentes sollicitations à L'ELU ……..….96

Tab.III.45 : Les différentes sollicitations à L'ELS……....…97

Tab.III.46 : Les différentes sollicitations à L'ELU ……..…….98

Tab.III.47 : Les différentes sollicitations à L'ELS ……..……..99

Tab.III.48 : Récapitulation des sollicitations ……..…….100

Tab.III.49 : Calcul de ferraillage……....……101

Tab.III.50 : Choix final des armatures longitudinales ……..…...…102

Tab.III.51 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……..103

Tab.III.52 : Vérification de la flèche ……104

Chapitre VI

Tab.VI.1 : Facteur de qualité…….……109

Tab.VI.2 : Centre de masse et de torsion……112

Tab.VI.3 : Calcul de l'excentricité totale……113

Tab.VI.4 : Le comportement des trois premiers modes……...…..114

Tab.VI.5 : La participation massique……...…..117

Tab.VI.6 : Pourcentage des charges verticales et horizontales……..120

Tab.VI.7 : Calcul de la force sismique……...……121

Tab.VI.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques calculées…….121

Tab.VI.9 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement……...…124

Tab.VI.10 : Calcul des forces sismiques et des moments de renversement…….....125

Tab.VI.11 : Calcul de moment de stabilité ……...…126

Tab.VI.12 : Vérification de la stabilité……..…126

Tab.VI.13 : Vérification des déplacements inter-étages sens x……..…..128

Tab.VI.14 : Vérification des déplacements inter-étages sens y……..…..129

Tab.VI.15 : Vérification l'effet P-Δ sens X……..…..130

Tab.VI.16 :Vérification l'effet P-Δ sens Y…….131

Chapitre V

Tab.V.1 : Les données pour le calcul …….135

Tab.V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales……...…..137

Tab.V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires…….....138

Tab.V.4 : Vérifications des sections choisis des Poutres principales selon RPA99 et CBA93… ……...……..139

Tab.V.5 : Vérifications des sections choisis des poutres secondaires selon RPA99 et CBA93...…..140

Tab.V.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales…….....141

Tab.V.7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……...142

Tab.V.8 : Calcul de $\overline{\tau_u}$……..…..143

Tab.v.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres……..……..144

Tab.V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres……..…..144

Tab.V.11 : Calcul des armatures transversales et leur espacement……..…….145

Tab.V.12 : Vérification de la flèche des poutres……..…….146

Tab.V.13 : Les données pour le calcul ……..…152

Tab.V.14 : Ferraillage des poteaux……..….153

Tab.V.15 : Vérification des armatures à ELS des poteaux……156

Tab.V.16 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……158

Tab.V.17 : Les armatures transversales et leurs espacements……...……161

Tab.V.18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales……..….161

Tab.V.19 : Ferraillage verticales des voiles du RDC d'épaisseur 25 cm ……...…...168

Tab.V.20 : Ferraillage verticales des voilesde le $1^{ème}$,$2^{ème}$,$3^{ème}$ et $4^{ème}$ étage d'épaisseur 16 cm ……..…….....169

Tab.V.21 : Ferraillage verticales des voiles de le $5^{ème}$,$6^{ème}$ et $7^{ème}$ étage d'épaisseur 16 cm… ……..170

Tab.V.22 : Ferraillage verticale des voiles avec ouverture ……174

Tab.V.23 : Vérification des contraintes à l'état limite de service……...175

Tab.V.24 : Vérification des voiles à l'effort tranchant……...177

Tab.V.25 : Détermination des armatures horizontales……179

Chapitre VI

Tab.VI.1 : Dimensionnement des semelles sous voiles……..184

Tab.VI.2 : Dimensionnement des semelles sous poteaux ……184

Tab.VI.3 : Dimensionnement des semelles sous voiles……186

Tab.VI.4 : Dimensionnement des semelles sous voiles……..188

Tab.VI.5 : Vérification de la stabilité du radier……..193

Tab.VI.6 : Vérification des contraintes……..…194

Tab.VI.7 : Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier……197

Tab.VI.8 : Vérification des armatures du radier à l'ELS……197

Tab.VI.9 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure……199

Tab.VI.10 : Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS……..199

Tab.VI.11 : Détermination des sollicitations…….....202

Liste des tableaux

Tab.VI.12 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU……206

Tab.VI.13 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELS……...…207

Notations

- ***Majuscules romaines :***

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Nser : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

Notations

- ***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.

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

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

fe : 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.

I_f : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

- ***Majuscules grecques :***

Δ : Variation.

∑ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids

- ***Minuscules grecques :***

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

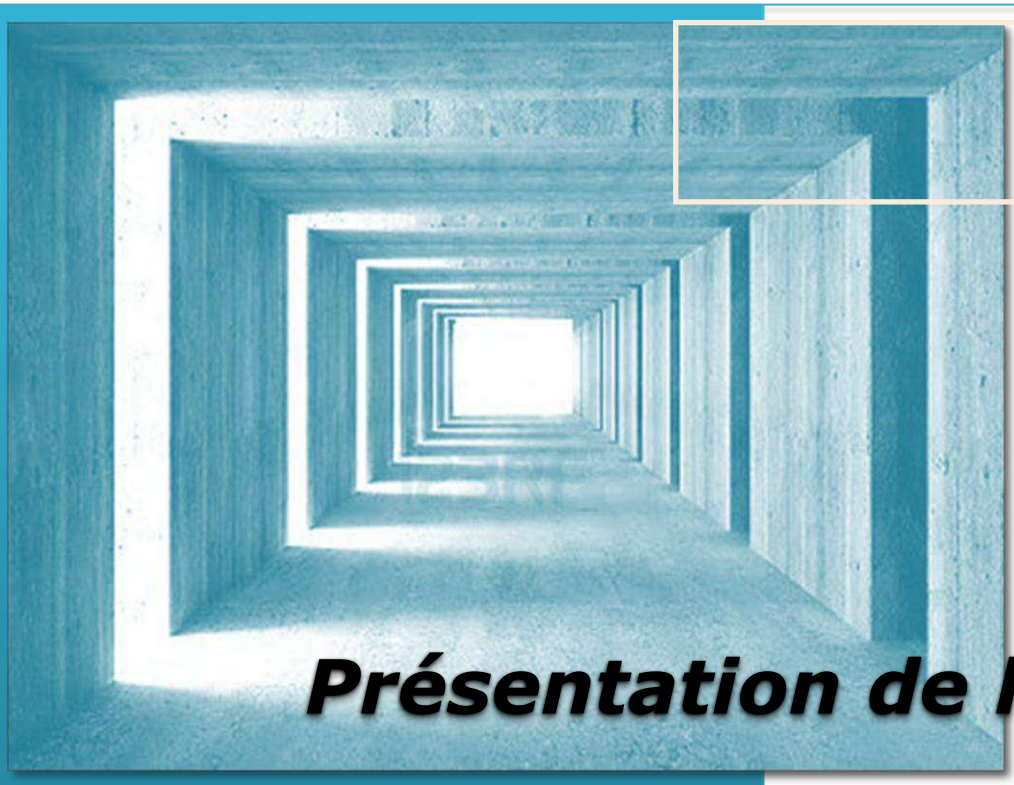
δ: Déplacement d'un niveau.

Introduction générale

En cherchant à se stabiliser, l'être humain a amélioré ses capacités pour construire des abris qu'avec ses ambitions sont devenus des grands bâtiments et ouvrages de constructions et d'infrastructures urbaines. Ces derniers sont d'importance capitale qu'une méfiance à s'occuper de leurs conceptions, réalisations, exploitations et leurs réhabilitations; ce qui a fait venir le domaine du GENIE CIVIL, qui se base sur des techniques afin d'assurer une gestion répondante aux besoins cet être humain dans la société, tout en garantissant sa sécurité et le respect de l'environnement.

Cependant, en exerçant ce métier nous devons appliquer les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements de la conception et calcul des structure en béton armé CBA93. ,et aussi on doit tenir à ce que nos calculs soit d'une manière à ramener une stabilité et une résistance aux éléments structuraux, la sûreté des usagés pendant et après la réalisation, pour le but final qui est la réussite de nos projet.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation à l'université pour étudier *un bâtiment à usage multiple* (Parking, Restaurant, Hôtel et Bureaux) Le travail est subdivisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude dynamique et sismique qui était introduite au logiciel SAP2000 .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre on a l'étude des fondations. On a terminé notre travail par une conclusion générale.



1

Présentation de l'ouvrage

I. Introduction

Ce chapitre a pour but de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, la géométrie et les éléments ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés dans la conception du projet.

On propose dans ce rapport de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bâtiment à usage mixte (parking + restaurant + hôtel+ bureaux) proposé par **Groupe HADDAD « ETRHB »**

II. Description de l'ouvrage

II.1. Objet de calcul

L'ouvrage faisant l'objet de l'étude d'un bâtiment (RDC+7+Sous-sol) en béton armé contreventé par des voiles, à usage multiple (hôtel, bureaux, restaurant, parking)

II.2. La zone d'implantation

Le projet sera implanté dans la ville de Medea, qui est une zone des hauts plateaux classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003), comme une zone de moyenne sismicité ZONE IIb

II.3. Description de l'ouvrage

La bâtisse étudiée est composée d'un seul bloc à usage mixte, il se compose de :

- Sous-sol utilisé comme parking.
- Rez-de chaussée utilisé comme restaurant.
- Quatre (04) étages courants à usage hôtel.
- Les trois (03) étages restants à usage bureaux.

II.4. Caractéristiques géométriques

a) Dimensions

Tableau I.1. Dimension de la structure

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur total du bâtiment **L_0** = 22.80 m Largeur total du bâtiment **La** = 28.60 m	Hauteur totale du bâtiment **H** = 33,57 m Hauteur du sous-sol **hs** = 2.89 m Hauteur du rez- de chaussée **hr** = 5.78 m Hauteur d'étage **h** = 3.57 m Hauteur de la salle des machines = 2.80 m

b) Régularité de la structure

Selon le RPA 99/ version 2003, la structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation

Régularité en plan :

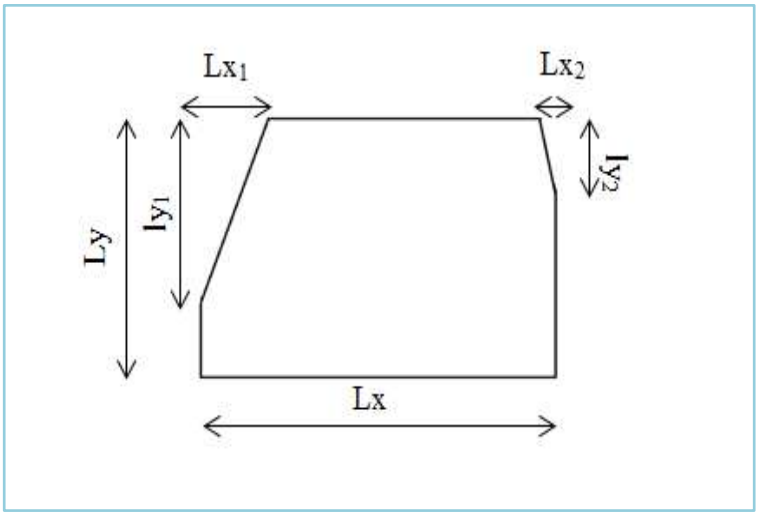


Fig.I.1: Forme en plan de la structure

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait

$\frac{lx}{Lx} = \frac{lx1+lx2}{Lx} = \frac{7.20}{28.60} = 0.25 \leq 0.25$ …… condition vérifié

$\frac{ly}{Ly} = \frac{ly1+ly2}{Ly} = \frac{15.90}{22.50} = 0.70 \leq 0.25$ …… **condition non vérifié**

$0.25 \leq \frac{Lx}{Ly} \leq 4$ $(\frac{Lx}{LY} = 1.27)$ …… condition vérifié

Donc notre structure présente une ***irrégularité*** en plan

Régularité en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation sont respectés

$\frac{B\prime}{B} = \frac{28.60}{28.60} = 1 \geq 0.67$ …… condition vérifié

Avec : B : largeur total à la base du bâtiment

B' : largeur total au dernier niveau du bâtiment

Donc notre structure présente une ***régularité*** en élévation

- La structure est classée comme un **bâtiment irrégulier**

II.5. La réglementation utilisée

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement :

- RPA99 modifié2003 (Règles parasismiques algériennes).
- DTR-BC-22(Charges et surcharges d'exploitation).
- CBA93 (conception et calcul des structures en béton armé).

II.6. Classification selon RPA 99 ver.2003

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage **courant d'importance moyenne**, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le groupe 2.

II.7. Conception de la structure

a) Choix du système de contreventement

D'après le règlement parasismique algérien (RPA99ver.03), le système de contreventement de la structure, est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques en béton armé (le type 4.a)

b) Les planchers

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour un seul type de plancher qui est : **Plancher en corps creux.**

c) La maçonnerie

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse

Murs extérieurs : à double cloison

- Brique creuse de 10 cm
- Lame d'air de 10 cm d'épaisseur
- Brique creuse de 10 cm

Murs intérieurs : Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

d) Les escaliers

La cage d'escalier permet l'accès entre les différents niveaux, l'escalier est de type droit à deux (02) volées constituées de paillasses et de palier en béton armé coulés sur place.

e) L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

f) L'acrotère

Elle sera réalisée en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse. Elle est de 10 cm d'épaisseur et de 80 cm de hauteur.

g) L'infrastructure (les fondations)

Les fondations transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des caractéristiques physiques et mécaniques des sols (contrainte, ancrage des fondations, nature du sol….)

h) Balcons

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

i) Les revêtements

On utilise les différents revêtements :

- Pour les murs de façade on utilise un mortier de ciment.
- Pour les murs de cuisines et les salles d'eaux on utilise la faïence.
- Pour les plafonds, et les murs intérieurs on utilise le plâtre.
- Pour les planchers et les escaliers on utilise le carrelage de 2 cm et les plaintes de recouvrement.

j) Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

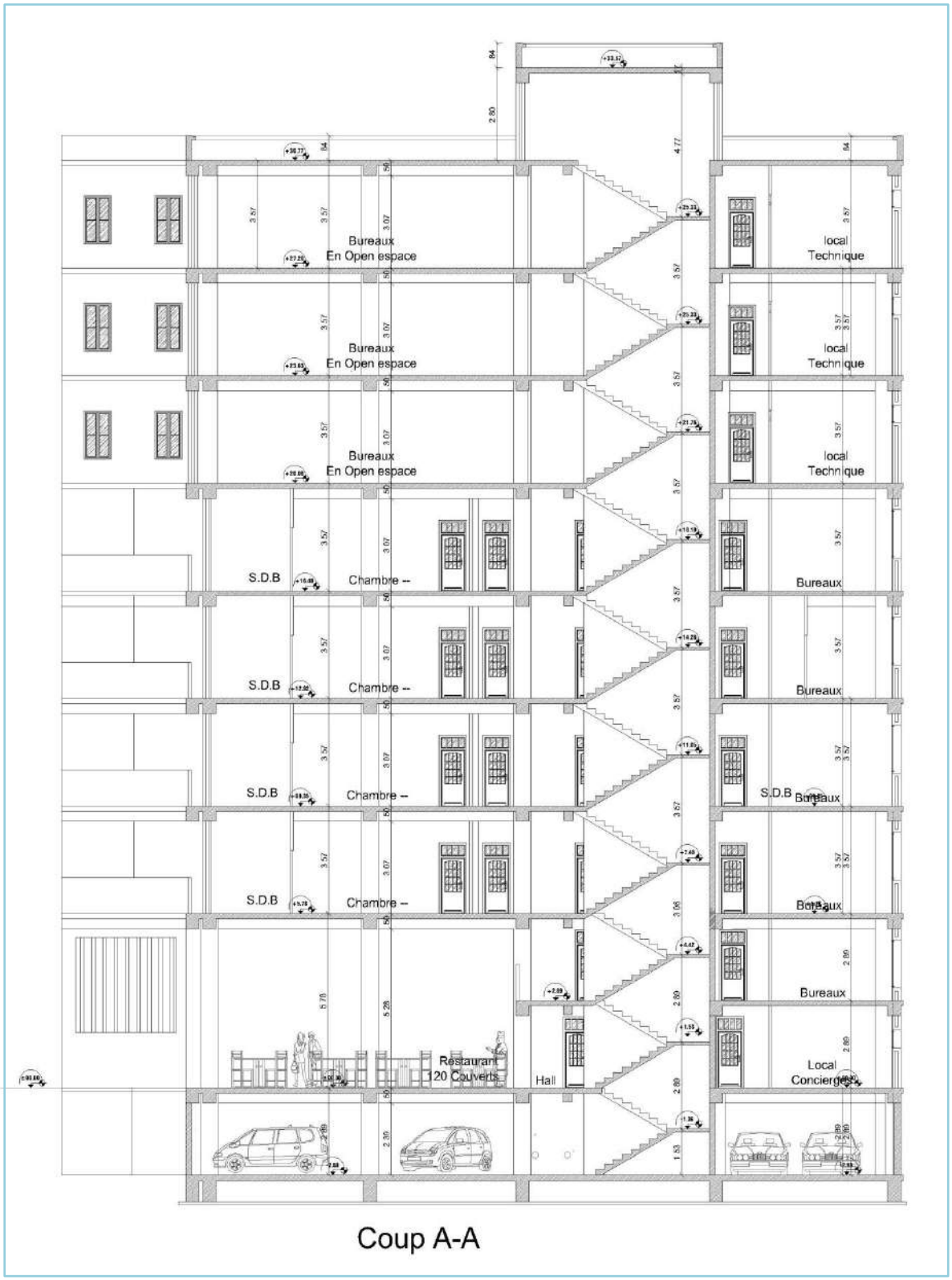


Fig.I.2. Coupe A-A

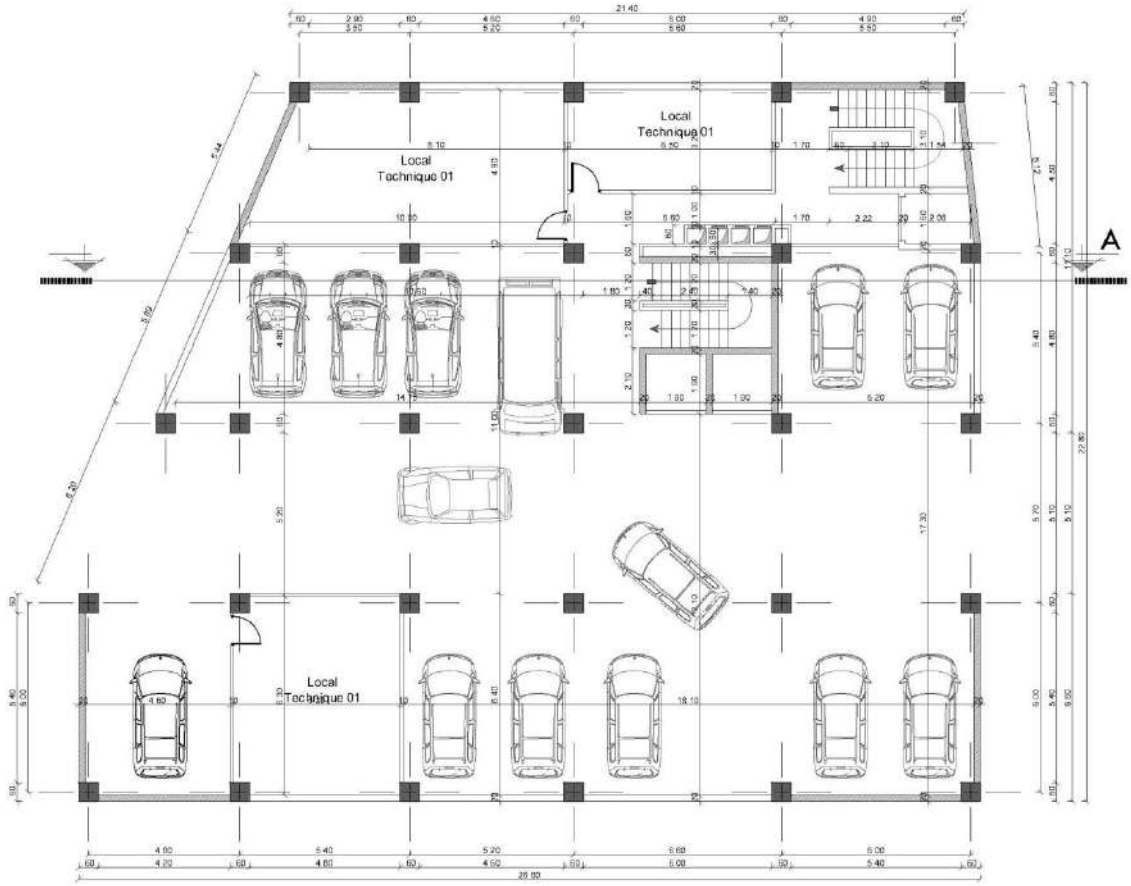


Fig.I.3. Vue en plan du sous-sol

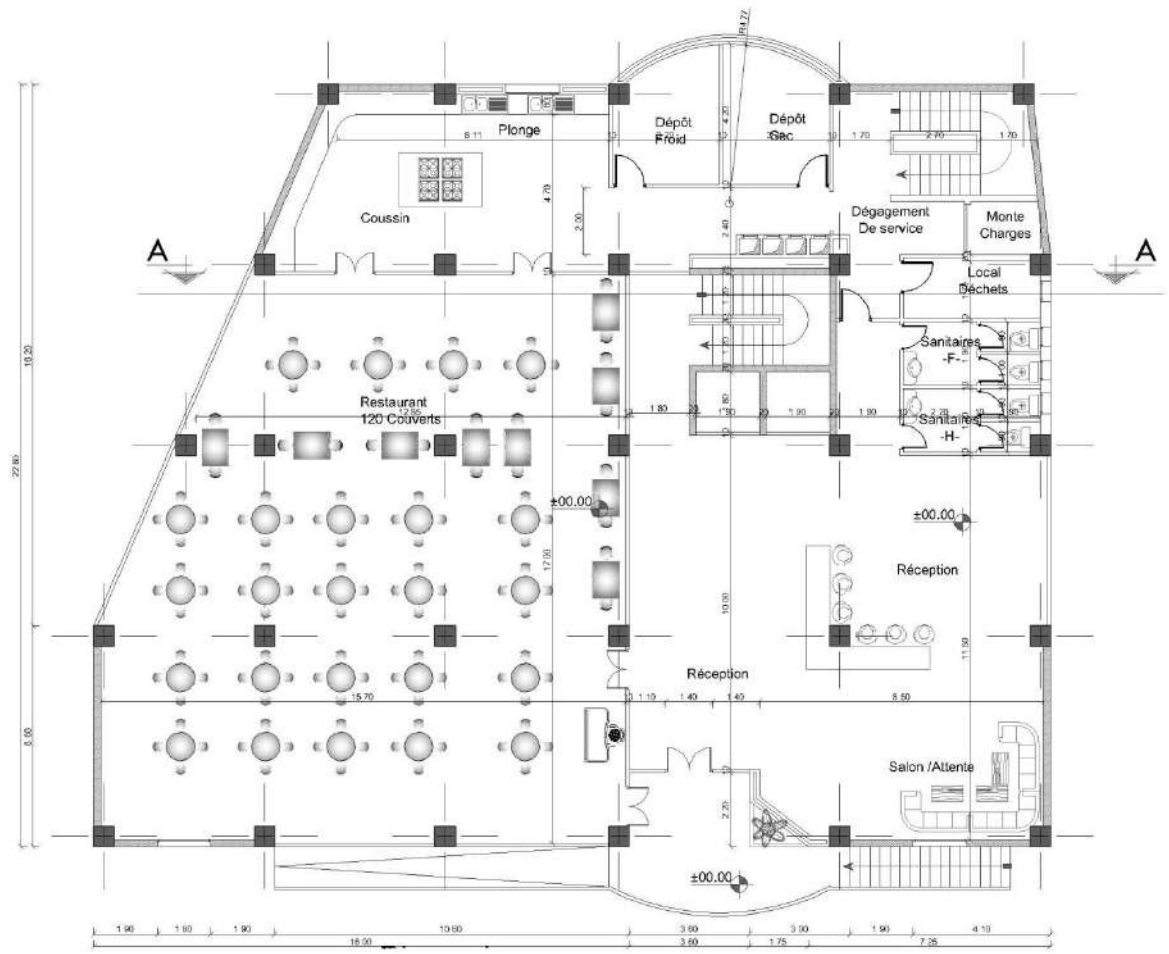


Fig.I.4. Vue en plan du RDC

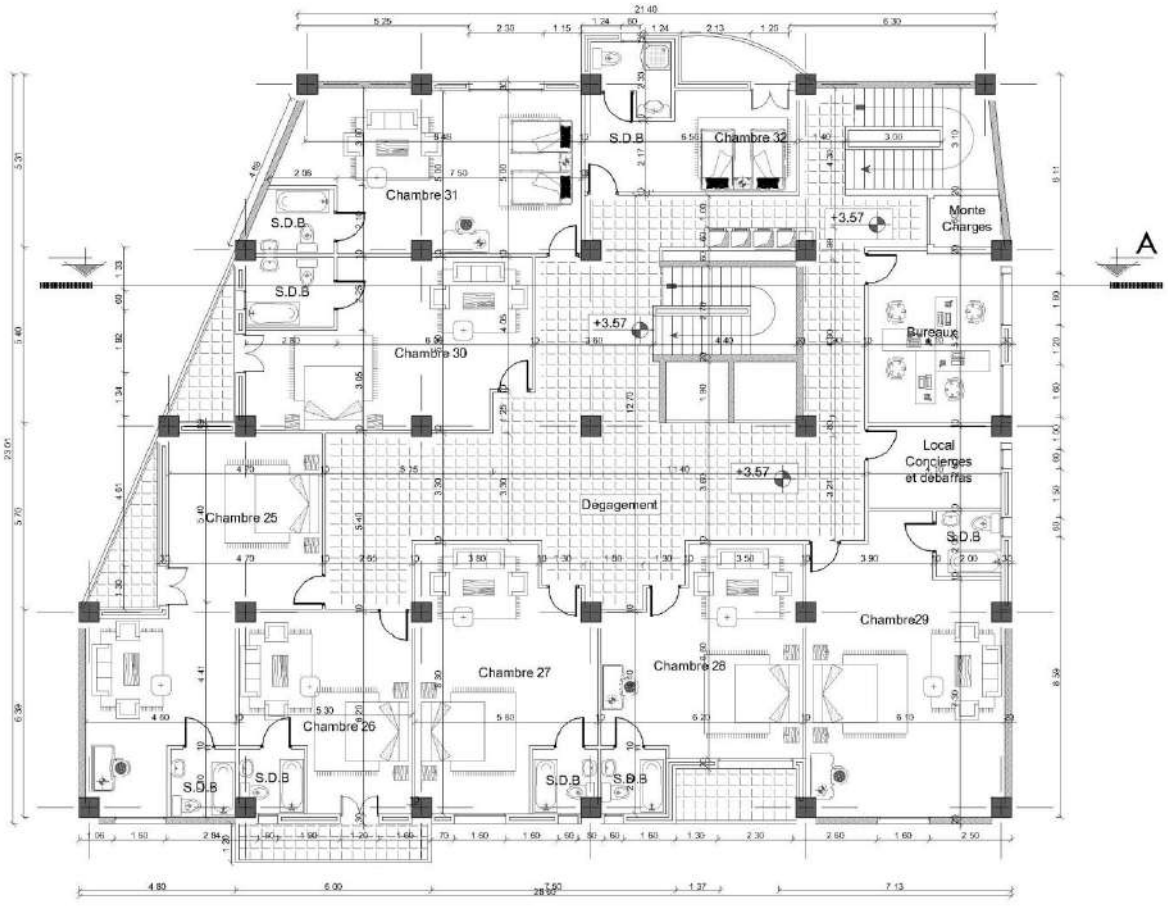


Fig.I.5. Vue en plan de le 1er , 2ème , 3ème et 4ème étage

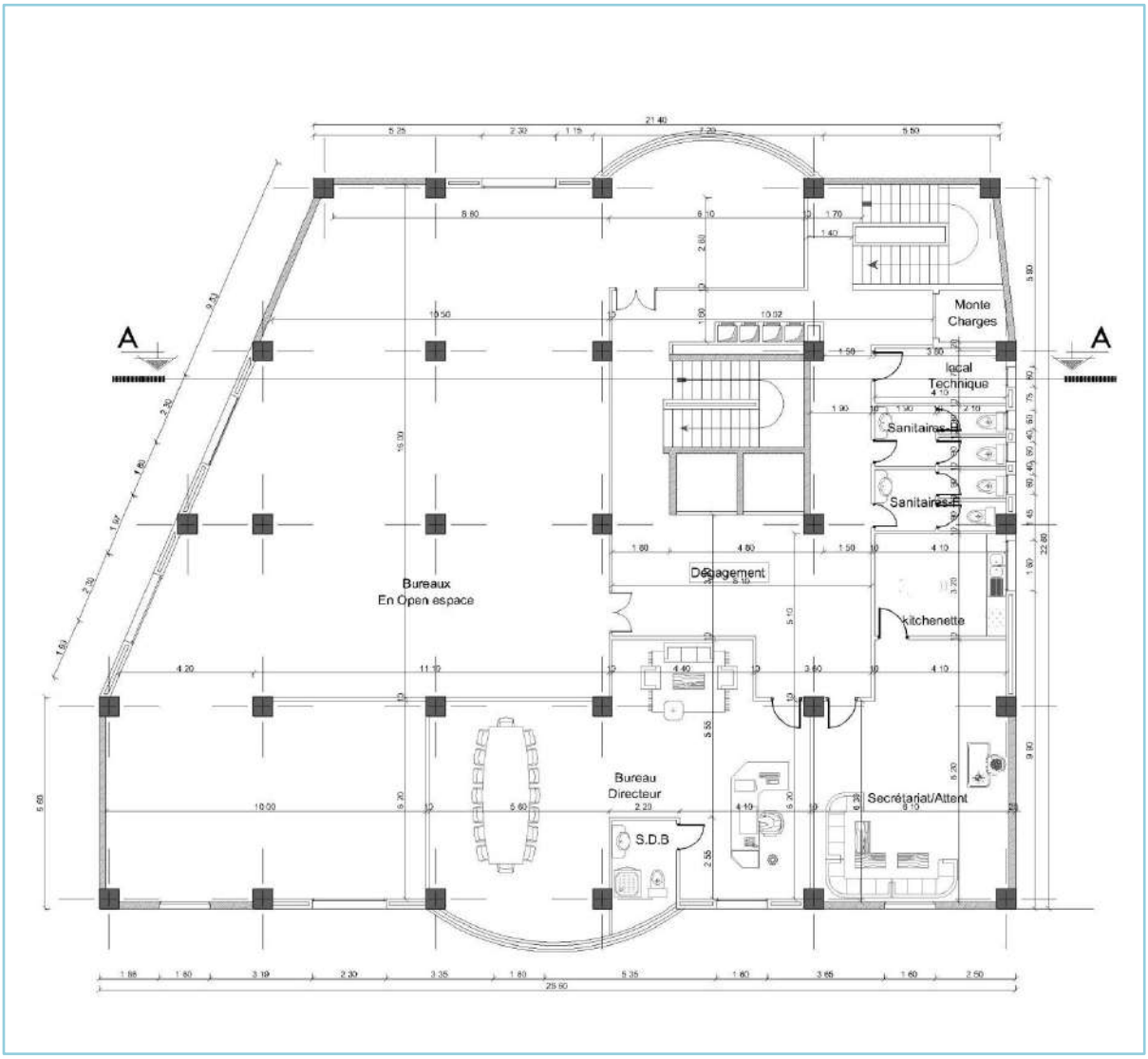


Fig.I.6. Vue en plan de le 5ème , 6ème et 7ème étage

III. Caractéristiques des matériaux

Notre structure sera réalisée en **béton armé** avec des caractéristiques conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

III.1. Principe du béton armé

Le béton travaille très bien à la compression environ 450 daN/cm² et mal à la traction par contre l'acier résiste mieux à la traction. Pour reprendre les efforts de traction du béton, des barres d'aciers sont noyées dans le béton aux endroits où le béton est plus fragile.

Cette association est révèle efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre le béton et l'acier (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants) de plus le béton protège l'acier contre la corrosion.
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux.

III.2. Caractéristiques des matériaux

III.2.1. Béton

a. composition du béton

Le béton est un matériau hétérogène comme tous les matériaux ; il est composé de granulat (sable, gravier) et un liant qui est généralement un ciment gâché avec une quantité d'eau convenable.

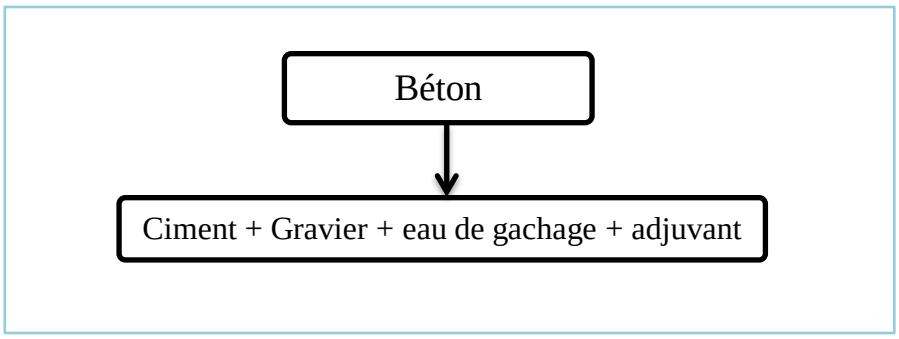


Fig.I.7. Composition du béton

- ***Le ciment*** : le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :
  - Résistance mécanique
  - Imperméabilité à l'eau
- ***Le granulat :*** le béton est composé de granulat courant de masse volumique ≥2 t/m^3 se forme de deux types :
  - Sable de diamètre de 0.08 à 5 mm
  - Gravier de 6.3 à 25 mm (8/15 et 5/25)
- ***L'eau de gâchage :*** l'eau de gâchage doit être propre, et ne dois pas contenir des composés chimiques ou organiques qui influent sur le béton, on utilise alors :
  - Les eaux potables
  - Eaux de recyclage (rinçage des bétonnières ou des camions malaxeurs)
  - Les de pluie, de ruissellement et les eaux pompées
- ***Les adjuvants :*** si c'est nécessaire d'améliorer le comportement du béton on les incorpore dans le béton lors de son malaxage ou avant sa mise en œuvre à des doses inferieures à **5%**

b. Dosage :

Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m^3 de ciment et de densité ρ=2500 kg/m^3. Sa composition courante pour 1m^3 est comme suit :

- *Ciment :* 350 kg de CPJ325
- *Gravier :* 800 kg de gravier D ≤ 25 mm
- *Sable :* 400 kg de sable D ≤ 5 mm
- *Eau :* 175 litres d'eau de gâchage

REMARQUE : ce n'est pas évidant que les dosages imposés donne f_{c28} = 25 MPa, c'est aux laboratoires de nous préparer un béton de 25MPa.

c. Résistance du béton

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

➢ ***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 (28) jours d'âge; Pour des bétons d'un âge «j» inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression donnée par le CBA 93 ► Art [A.2.1.1.1.] ◄ est :

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

$$f_{cj}= \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \qquad \text{pour ; } f_{c28} > 40\text{MPA}$$

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.

➢ ***Résistance caractéristique à la traction***

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation du CBA 93 ► **Art [A.2.1.1.2.] ◄:**

$$f_{tj}= 0.6+0.06f_{cj} \qquad \text{avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en MPA}$$

➢ ***Contrainte de cisaillement***

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

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0.1\ f_{c28}, 3\ \text{MPa}).$$

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa : $\tau_u = 2.5$ MPa

- Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min (0.13\ f_{c28}, 4\ \text{MPa}).$$

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa : $\tau_u = 3.25$ Mpa

d. Durabilité

➢ ***Module de déformation longitudinale :*** *C.B.A 93 ►►Art [A.2.1.2] ◄◄.*

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

- *Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :*

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de courte durée ,il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000\left(f_{cj}\right)^{1/3} \qquad (f_{cj}; E_{ij} : en\ MPa) \qquad ►►Art\ [A.2.1.2.1]\ ◄◄$$

- *Module d'élasticité différé «E_{vj}» :*

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700\left(f_{cj}\right)^{1/3} \qquad ►►\text{Art [A.2.1.2.2]}\ ◄◄$$

Pour notre cas: $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}20MPa \\ E_{vj} = 10819.00MP \end{cases}$

➢ ***Coefficient de poisson :***

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- **E.L.U :** $\nu = 0{,}0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** $\nu = 0{,}2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Poids volumique

On adopte la valeur $\rho = 25\ kN/m^3$

f. Les contraintes limite de calcul

➢ ***Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):***

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

γ_b ***=1,5*** cas des situations durables ou transitoires…… f_{bu} *= 14,20 MPa*

γ_b ***=1,15*** cas des situations accidentelles…….... f_{bu} *= 18,50 MP*

➢ ***Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)***

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

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

f_{c28} *=25 MPa* on trouve : $\sigma_{bc} = 15MPa$

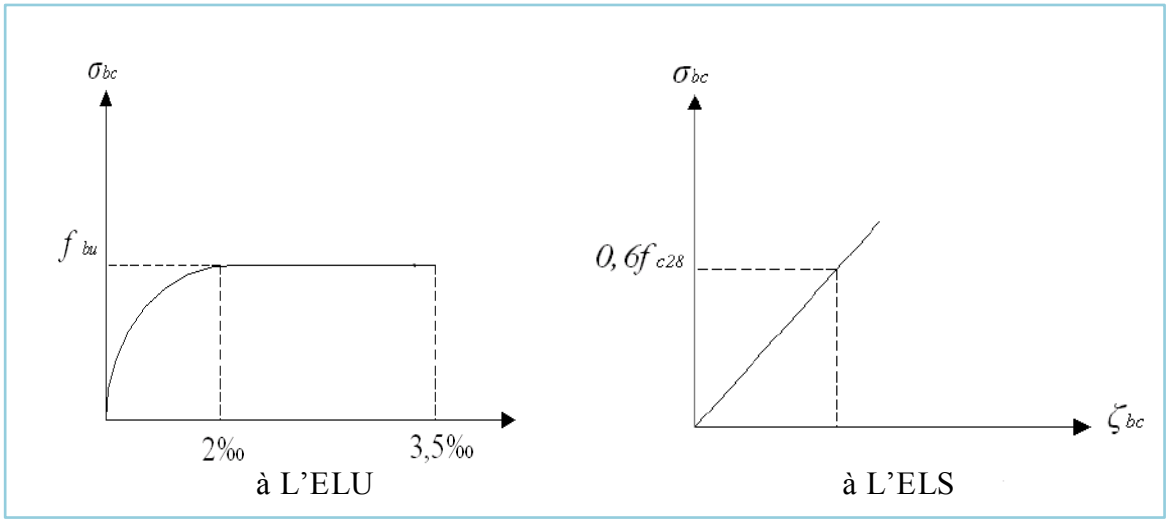


Fig.I.8.Diagramme contrainte-déformation du béton

Tableau.I.2. Caractéristiques du béton

f_{c28} (MPa)	25.00	
f_{t28} (MPa)	2.10	
E_{i28} (MPa)	32164.20	
E_{v28} (MPa)	10819.00	
σ_{bc} ultime (MPa)	Situation durable	14.20
	Situation accidentelle	18.50
σ_{bc} service (MPa)	15.00	
T_u (MPa) situation durable	Fissuration peu nuisible	3.33
	Fissuration préjudiciable	2.50
γ_b	Situation durable	1.50
	Situation accidentelle	1.15

III.2.2. Acier

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories :

- ✓ Barres à haute adhérence.
- ✓ Barres rondes lisses.
- ✓ Treillis soudés

Tableau.I.3. Types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	*Utilisation*	*Nuance*	*Diamètre (mm)*	*Fe (MPa)*	*E (Mpa)*
Rond lisse (ADX)	Armatures transversales	FeE235	Ø6 et Ø8	235	$2.1*10^5$
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	$T \geq 10$	400	
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	$0 \leq Ø \leq 6$	520	

a. Contraintes limites de l'acier

➢ ***Etat Limite Ultime « E.L.U »***

On adopte le diagramme contraint –déformations suivant avec :

σ_s : Contrainte de l'acier

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

$$\begin{cases} 1{,}15 & \text{cas d'actions courantes} \\ 1{,}00 & \text{cas d'actions accidentelles} \end{cases}$$

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

➢ ***Etat limite de service « E.L.S »***

Fissuration peu nuisible, pas de vérification

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe, 150\eta)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe, 110\eta)$

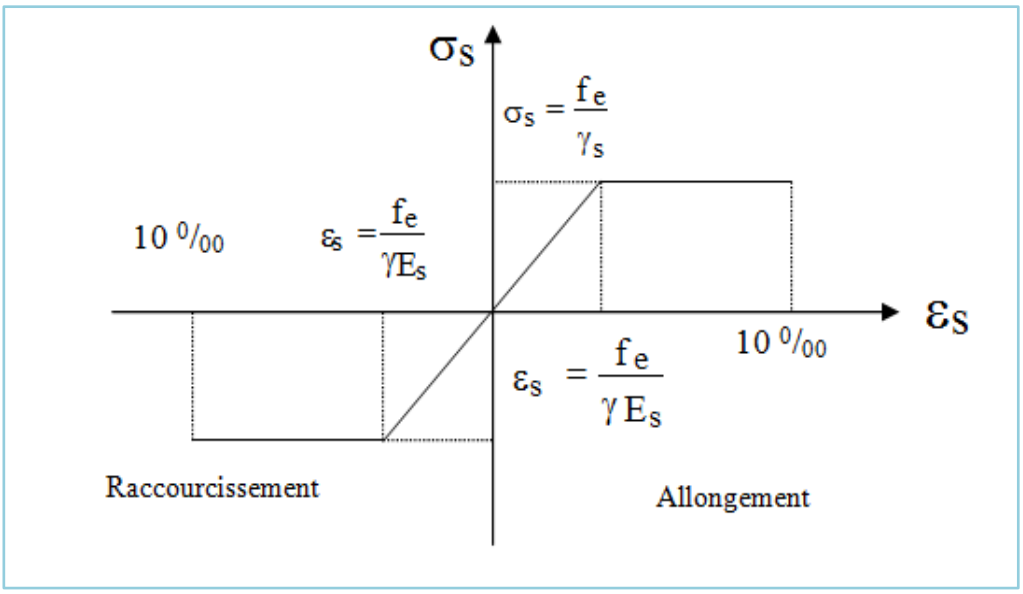


Fig.I.9. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec :

η: Coefficient de fissuration tels que

η : 1 pour des aciers ronds lisses

η : 1,6 pour des aciers de H.A

b. Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L): *FeE =22 (f_e=215 MPa) ; FeE =24 (f_e=235 MPa)*
- Barres à haute adhérences (HA) : f_e *=400 MPa*.
- Treillis soudés (TS) : f_e*= 520MPa*.

c. Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2{,}1.10^5\ MPa$$

d. Le coefficient d'équivalence

$$\zeta_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_b}$$

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton

III.3. Hypothèses de calcul

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

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

La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

♦ rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204{,}34MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 235MPa & Situation\ accidentel le \end{cases}$

♦ haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & Situation\ durable \\ \sigma_s = 400MPa & Situation\ accidentel le \end{cases}$

Allongement de rupture $\zeta_s = 10\%$



2

Estimation des charges et Pré-dimensionnement

I. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II. Estimation des charges

Chaque élément de la structure supporte une distribution des charges qui est déterminée grâce au Document technique réglementaire (D.T.R) .On aura à considérer :

⇒ La charge de plancher qu'il support

⇒ La part de cloison répartie qui lui revient

⇒ Balcons

- **Les charges réglementaires**

Les charges réglementaire sont présentées dans le D.T.R et sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

II.1. Charges permanentes (G)

a) Maçonnerie

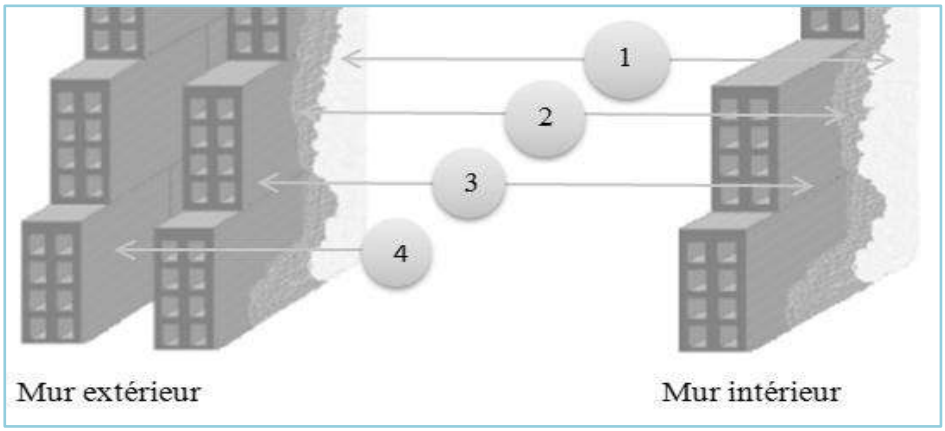


Fig.II.1. Murs en maçonnerie

a.1. Murs extérieurs (double cloison)

Tableau.II.1. Charge permanente des murs extérieurs

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumique (KN/m^3)*	*Poids surfacique (KN/m^2)*
1	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
2	Brique creuse	0,10	0.9	0.9
3	Lame d'aire	0,10	-	-
4	Brique creuse	0,10	0.9	0.9
5	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
Total				**2,52**

a.2. Murs intérieur (simple cloison)

Tableau.II.2. Charge permanente des murs intérieurs

N	*composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques ($KN/m^{3)}$*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,01	90	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Total				**1,62**

b. Les planchers

b.1. Plancher terrasse inaccessible :

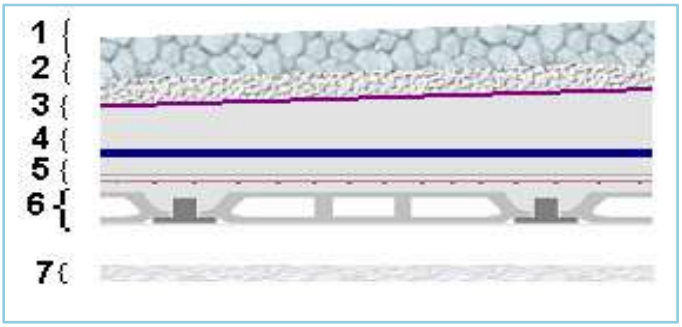


Fig.II.2. Composant d'un plancher terrasse

Tableau.II.3. Charge permanente des planchers terrasse inaccessible

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids surfacique (KN/m^2)*
1	Gravillon roulé 8/15	0.04	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Plaque de liège	0.04	0,03
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux	0,25	3,30
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
Total			**6,69**

b.2. Plancher étage courant

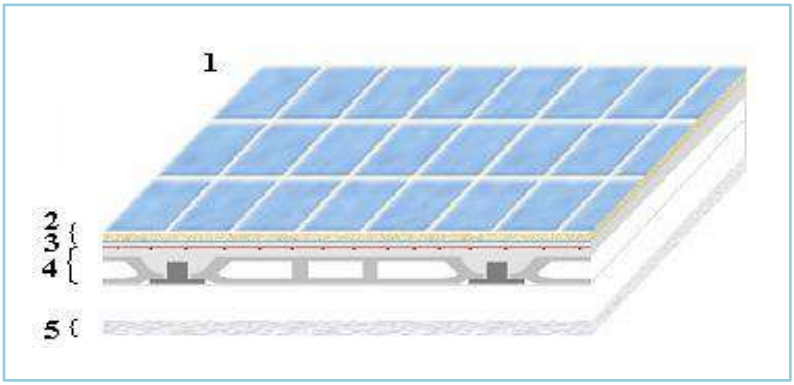


Fig.II.3. Composant d'un plancher courant

Tableau.II.4. Charge permanente d'étage courant

N	***Composants***	***Épaisseur (m)***	***Poids surfacique (KN/m²)***
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Lit de sable	0,03	0,54
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Planche corps creux	0,25	3,30
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Les murs simples	0,10	1,62
Total			**6,50**

c. Balcons

Tableau.II.5. Charge permanente des balcons

N	***composants***	***Épaisseur (m)***	***Poids volumique (KN/m³)***	***Poids surfacique (KN/m²)***
1	Carrelage	0,02	22	0.44
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lit de sable	0,03	18	0.54
4	Dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
			Total	**5.49**

II.2. Charges d'exploitation (Q)

Tableau.II.6. Charges d'exploitation

Niveau	Usage	Q (KN/m^2)
Rez de chaussée	Restaurant	2.5
1, 2, 3,4eme étages	Hôtel	2.5
5, 6,7eme étages	Bureaux	2.5
Balcon	-	3.5
Terrasse inaccessible	-	1

III. Pré dimensionnement

Le pré- dimensionnement a pour but le calcul des sections des différents éléments résistants de la structure. Il sera fait selon les règles techniques algériennes **CBA93** et le **RPA 99/version 2003** et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton.

Le dimensionnent des étages se fait dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- les planchers ;
- les poutres ;
- les poteaux et les voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment des études dynamiques.

III.1. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

⇒ La séparation des différents niveaux

⇒ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs

⇒ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux

⇒ La sécurité contre l'incendie

Dans notre projet on utilise deux (02) types de planchers :

-Plancher à corps creux (pour les étages et la terrasse)

-Dalle pleine (pour les balcons)

a) Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

- Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

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

- Le règlement CBA93 n'exige que :

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

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

Dans notre cas on a : **L = 5.40 m**

540/25 ≤ ht ≤ 540/20 → 21,6 ≤ ht ≤ 27

ht ≥ 540/22.5 → ht ≥ 24

On prend alors ht = 25 cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (20+5)

Telle que : ht = (d+e)

Donc : **ht = (20+5) cm**

Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$h_{min} \geq 16$ cm, d'où on a 25 cm > 16 cm (condition vérifiée).

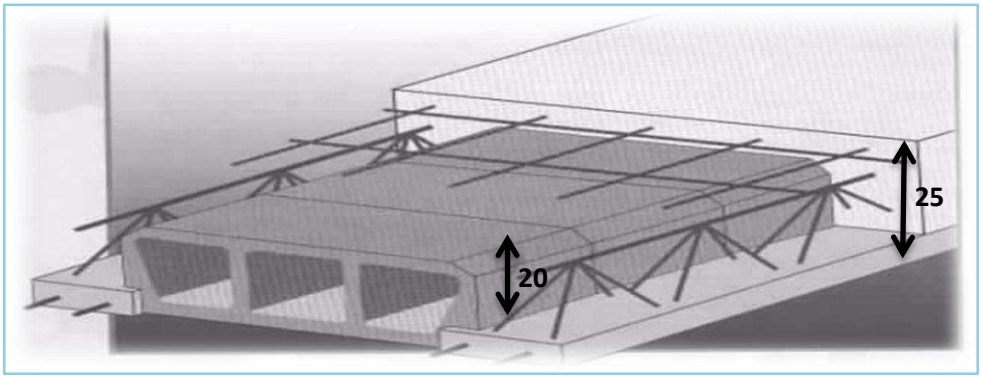


Fig.II.4. composant des planchers

b) Dalle pleine

On a des dalles pleines dans les balcons et les formes de décoration telle que le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants:

Critère de résistance

Dalle reposant sur deux appuis :…. [CBA 93]

$(Lx/35) \leq ep \leq (L\ x\ /30)$; L = 5.40 m $\rightarrow$ 15.42 cm $\leq$ ep $\leq$ 18 cm

Sécurité contre l'incendie

e_p = 7cm : pour assurer un coupe-feu d'une heure.

e_p = 11cm : pour assurer un coupe-feu de deux heures.

Critère d'isolation acoustique

e_p = 15cm

Condition de la flèche

$$\frac{Mt}{20M0} \leq \frac{h}{L} \quad ; \quad p = \frac{A}{b*d} \leq \frac{2}{fe}$$

Conclusion: Après avoir vérifié toutes ces conditions; on adopte une épaisseur de 15cm.

La dalle pleine est d'épaisseur : **e_p = 15cm**

III.2. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

1) Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le "**CBA93 »** et vérifier selon "**RPA 99 version 2003**" **[2]**.
2) Vérification de la flèche pour la section choisie.
   - b : largeur de la poutre.
   - h : hauteur totale de la poutre.
   - L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

III.2.1) Selon les règles CBA 93

- La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \qquad [1]$$

- La largeur b de la poutre doit être :

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

Pré dimensionnement des poutres porteuses

L = 6,00 m

- ***selon le CBA 93*** : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ => $40 \leq h \leq 60$ (cm) => **h=50cm**

$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$ => $15 \leq b \leq 35$ (cm) => **b=35cm**

Pré dimensionnement des poutres non porteuses

L =5,40 m

- ***Selon le CBA 93*** : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ => $36 \leq h \leq 54$ (cm) => **h=40cm**

$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$ => $12 \leq b \leq 28$(cm) => **b=30cm**

III.2.2) selon le RPA 99 : [2]

- La hauteur h de la poutre doit être :

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

- La largeur b de la poutre doit être :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

- Le rapport hauteur largeur doit être

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Poutres porteuses

h = 50cm ≥ 30 cm …….....vérifié

b = 35cm ≥ 20 cm …….....vérifié

h / b = 1,43 ≤ 4 ……..vérifié

Poutres non porteuses

h = 40cm ≥ 30 cm …….....vérifié

b = 30cm ≥ 20 cm …….....vérifié

h / b = 1,33 ≤ 4 ……..vérifié

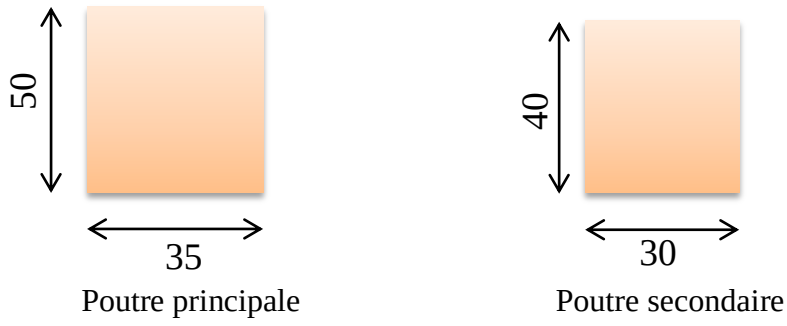


Fig.II.5. Pré dimensionnement des poutres

III.3. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, la section transversale des poteaux se calcule d'après la formule suivante :

$$S \geq \frac{Q\,(\text{charge totale})}{\sigma_{\text{béton}}}$$

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (1,35G+1,5Q) ou en majorant l'effort normal de 10% (i-e : N_u'= N_u+0.1N_u) avec N_u= G+Q.

III.3.1. Étapes de Pré dimensionnement

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

  Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$Min(b_1,h_1) \geq 30\ cm \qquad : \ zone\ IIb$$

$$Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$$

Avec:

A: section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A = \frac{B}{1000}$;

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur toute sa périphérie; Br = (b-2cm)*(h-2cm).

α : coefficient

$$\alpha = \frac{0{,}85}{1+0{,}2(\frac{\lambda}{35})^2} \qquad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$\alpha = 0{,}6(\frac{50}{\lambda})^2$ pour $50 \le \lambda \le 70$

$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ (*section rectangulaire*)

Où :

i : Rayon de giration

λ: L'élancement géométrique

L_f : Longueur de flambement

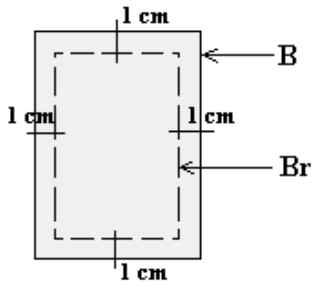


Fig.II.6. Section réduite du poteau

III.3.2. Calcul de la longueur de flambement L_f

Le règlement CBA93 défini la longueur de flambement Lf comme suit :

$0.7L_0$: si le poteau est à ses extrémités :

- Soit encastré dans un massif de fondation ;
- Soit assemblé à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;

L_0 : dans les autres cas.

Dans notre projet on a :

- **L_0 = 3.57 m** : est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, cas des étages courants.
- **L_0 = 5.78 m** : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec RDC.
- **L_0 = 2.89 m** : est comptée entre face supérieure du RDC avec le sous-sol.

⇒ Pour les étages courants, le RDC et sous-sol on a **L =0.7L0**

III.3.3. Calcul de l'effort Nu

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprisent par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

On adopte :

- Une section de (60×60) cm² pour le sous le sol et RDC
- Une section de (55×55) cm² pour le 1er e 2ème étage.
- Une section de (50×50) cm² pour le 3ème étage et 4ème étage.
- Une section de (45×45) cm² pour le 5ème, 6ème et 7ème étage.

Tableau.II.7. Calcul de Nu admissible

Niveau	**Dimension**	**Br (mm²)**	**λ**	**α**	**As (mm²)**	**Nu adm (KN)**
Sous-sol	(60×60)	336400	11,68	0,83	360	5283,93
Rez de chaussée	(60×60)	336400	23,36	0,78	360	4959,76
1er étage	(55×55)	280900	15,75	0,81	302,5	4335,65
2ème étage	(55×55)	280900	15,75	0,81	302.5	4335,65
3ème étage	(50×50)	230400	17,31	0,81	250	3527,92
4ème étage	(50×50)	230400	17,31	0,81	250	3527,92
5ème étage	(45×45)	108900	19,24	0,80	202,5	2801,09
6ème étage	(45×45)	108900	19,24	0,80	202,5	2801,09
7ème étage	(45×45)	108900	19,24	0,80	202,5	2801,09

III.3.4. La surface reprise par le poteau

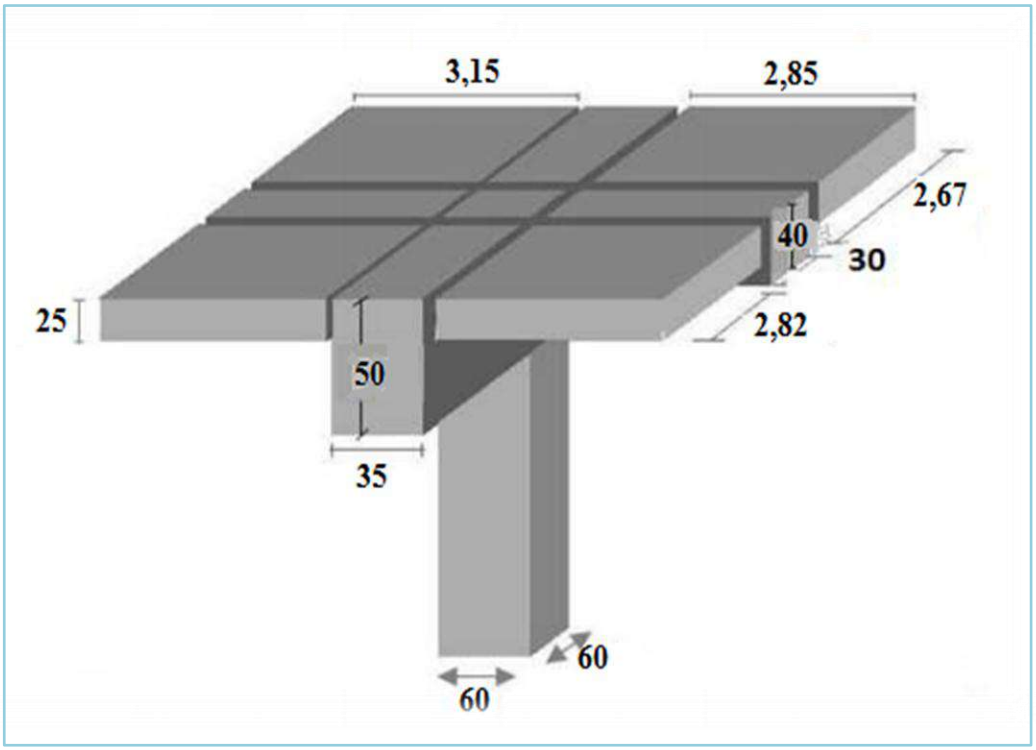


Fig.II.7. Surface reprise par le poteau du sous-sol

III.3.5. Descente des charges : ►► [Art 6.3] ◄◄ [3]

III.3.5.a. Surcharges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les surcharges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination **la loi de dégression** qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étages de 10% jusqu'à 0.5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots Q_3)$$

Avec :

- **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'exploitation des planchers respectifs.

Les surcharges des planchers sont différentes :

$Q_0 = 36.79$

$Q_0+Q_1 = 124.77$

$Q_0+0,95(Q_1+Q_2) = 211.55$

$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$ 285.13

$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 349.52$

$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 404.71$

$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_6) = 450.70$

$Q_0+0,70(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_6 +Q_7) = 487.49$

$Q_0+0,70(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_6 +Q_7+ Q_8)= 515.08$

III.3.5.b. charges permanentes et Nu

Tableau.II.8.Vérification de **1,1Nu≤Nu**

Niv	Elément	G (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1,1 Nu (KN)	$\overline{Nu}$ (KN)	1,1Nu ≤ Nu
7ème étage	Poutre p	26,25	281,16	271,12	36,79	421,20	463,32	2801,09	Vérifiée
	Poutre s	16,47							
	Poteau	18,07							
	Plancher	220,37							
6ème étage	Poutre p	26,25	274,90	546,02	128,77	930,28	1023,31	2801,09	Vérifiée
	Poutre s	16,47							
	Poteau	18,07							
	Plancher	214,11							
5ème étage	Poutre p	26,25	279,14	820,93	220,74	1439,36	1583,30	2801,09	Vérifiée
	Poutre s	16,47							
	Poteau	18,07							
	Plancher	214,11							
4ème étage	Poutre p	26,25	279,14	1100,07	312,72	1954,17	2149,58	3527,92	Vérifiée
	Poutre s	16,47							
	Poteau	22,31							
	Plancher	214,11							
3ème étage	Poutre p	26,25	283,83	1379,21	404,69	2468,97	2715,87	3527,92	Vérifié
	Poutre s	16,47							
	Poteau	22,31							
	Plancher	214,11							
2ème étage	Poutre p	26,25	283,83	1663,04	496,67	2990,10	3289,11	4335,65	Vérifié
	Poutre s	16,47							
	Poteau	27,00							
	Plancher	214,11							

1er étage	Poutre p	26,25	283,83	1946,87	588,64	3511,23	3862,35	4335,65	Vérifié
	Poutre s	16,47							
	Poteau	27,00							
	Plancher	214,11							
Rez de chaussée	Poutre p	26,25	308,85	2255,72	680,62	4066,14	4472,76	4959,76	Vérifié
	Poutre s	16,47							
	Poteau	52,02							
	Plancher	214,11							
Sous-sol	Poutre p	26,25	282,84	2538,56	772,59	4585,94	5044,53	5283,93	Vérifié
	Poutre s	16,47							
	Poteau	26,01							
	Plancher	214,1							

III.3.6. Vérification selon le RPA99 version2003

D'après le RPA99 version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau.II.9. Vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier		***Application de condition***	***Vérification***
Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm		Min (b_1, h_1) = 30cm ≥ 30 cm	**Oui**
Min (b_1,h_1) ≥ he /20	Sous-sol	Min (b_1, h_1) =60cm ≥ (he/20) = (289 - 50)/20 =11,95cm	**Oui**
	RDC	Min (b_1, h_1) =60cm≥ (he/20) = (578 - 50)/20=26,4cm	**Oui**
	Etage courant	➢ Min (b_1, h_1) =55cm≥ (he/20) = (357 -50) /20 =15,35cm ➢ Min (b_1, h_1) =50cm≥ (he/20) = (357 - 50)/20 =15,35cm ➢ Min (b_1, h_1) =45cm≥ (he/20) = (357 - 50)/20 =15,35cm	**Oui**
0.25 ≤ (b_1/h_1) ≤ 4		0.25 ≤ (b_1/h_1)=1 ≤ 4	**Oui**

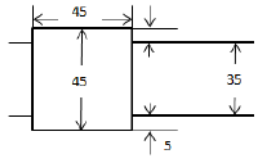
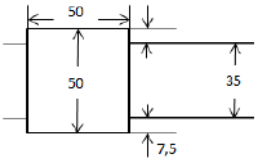
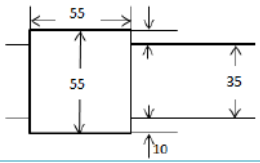
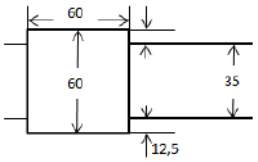
III.3.7. Vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003

Il nous reste à vérifier :

bmax ≤ 1.5h+b1

d ≤ Max (b1/2;h1/2)

Tableau.II.10. vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	$Max\ (b_1/2;h_1/2)$	$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$
	35	45	45	Oui	5	22,5	Oui
	35	50	50	Oui	7,5	25	Oui
	35	55	55	Oui	10	27,5	Oui
	35	60	60	Oui	12,5	30	Oui

III.4. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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

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

a ≥ Max (he/25 ; he/22 ; he/20 ; 15 cm).

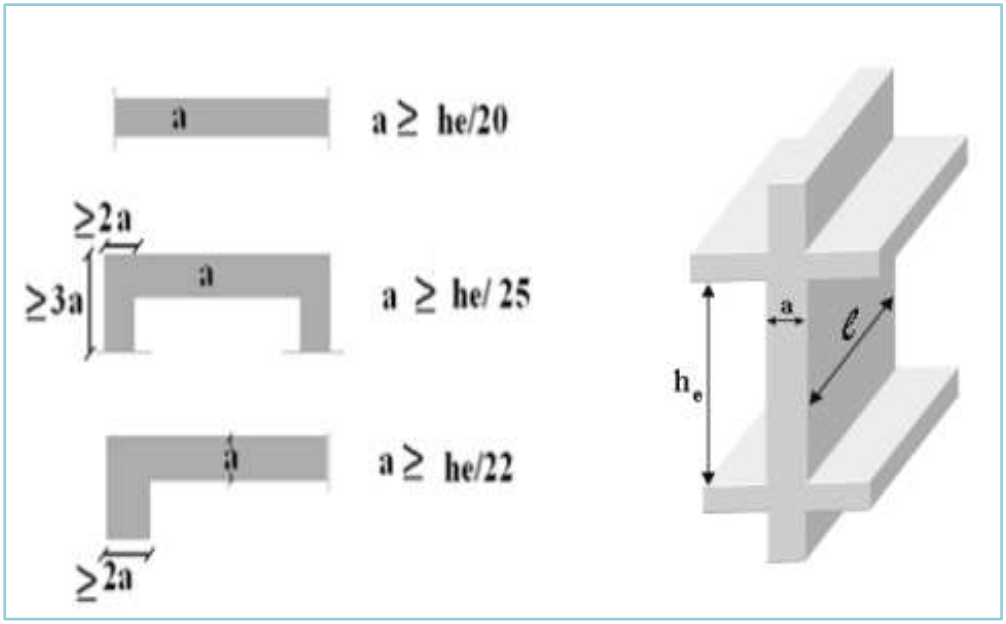


Fig.II.8. Dimension du voile

Tableau.II.11. Dimension du voile

niveau	***h_e (cm)***	***Choix de a (cm)***
S .sol	239	25
RDC	528	25
Etage	307	16

Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

3



Calcul des éléments Secondaires

I. L'acrotère

I.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à un effort **N** dû à son poids propre **G** et à un effort latéral dû à la main courante **(Q = 1 KN/ml)** engendrant un moment de renversement **Mr** dans la section d'encastrement.

Le ferraillage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

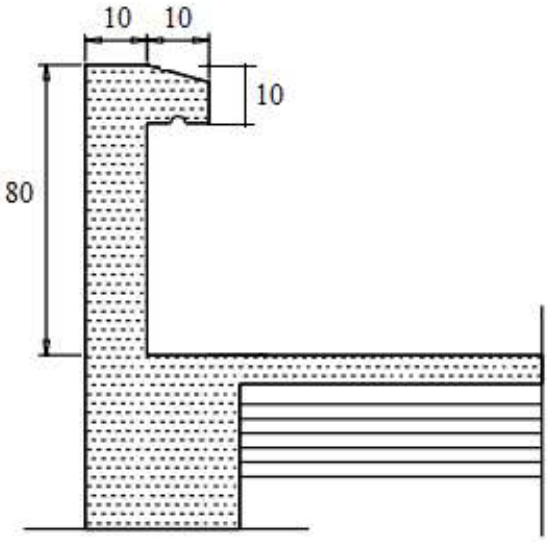


Fig.III.1. Coupe vertical de l'acrotère

I.2. Calcul des sollicitations

a) Charges et surcharges

Charge permanente : (poids propre)

- Poids propre : (0.8×0.1×25) +(0.07×0.1)/2×0.1×25 = 2.2125kN/ml.
- Revêtement : (1.87×0.02×18×1) = 0.674 kN/ml.

G = 2.89 KN/ml

Charge d'exploitation

Q = 1,00 KN/m

b) Calcul des efforts

A. l'E.L.U:

- Effort normal : **Nu** = 1,35 x 2.89 = **3.90 KN.**
- Moment d'encastrement : **Mu** = 1,5xQxh = 1.5 x1x0.8=**1.2 KN.m**
- Effort tranchant : **Tu** = 1,5xQ = **1,5 KN**.

B. l'E.L.S:

- Effort normal : **Ns** = G = **2.89KN**.
- Moment d'encastrement : **Ms** = Q x h = 0.8 **KN.m**
- Effort tranchant : $\mathbf{T_s}$ = Q = **1 KN.m**

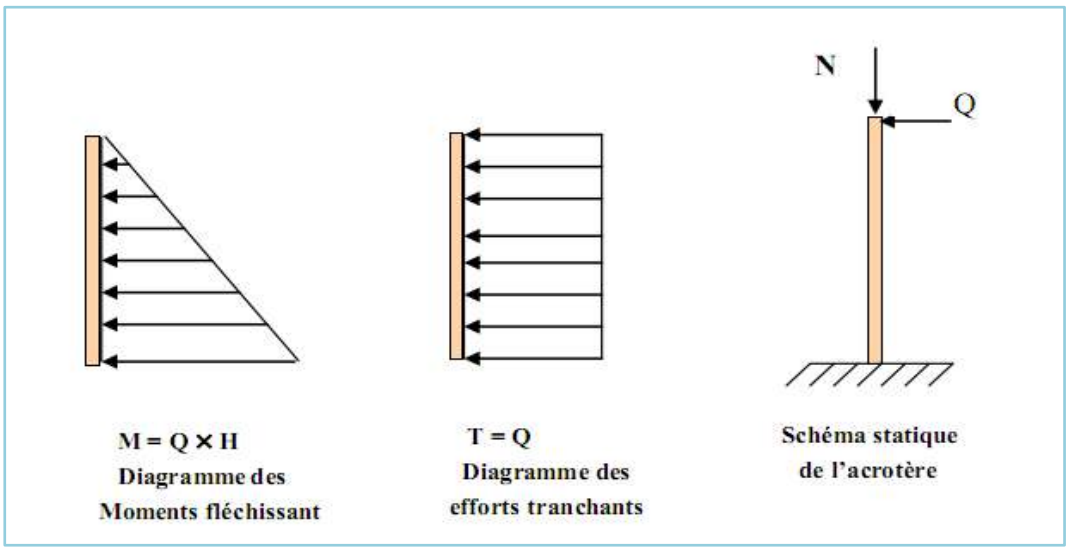


Fig.III.2. Diagramme des sollicitations

1.3. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée en situation durable.

1.3.1) à l'E.L.U:

Tab.III.1. Données

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	Fe (MPa)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	b(cm)	h(cm)	d(cm)	c =c'(cm)
25	2,1	400	14,2	348	100	10	7,5	2,5

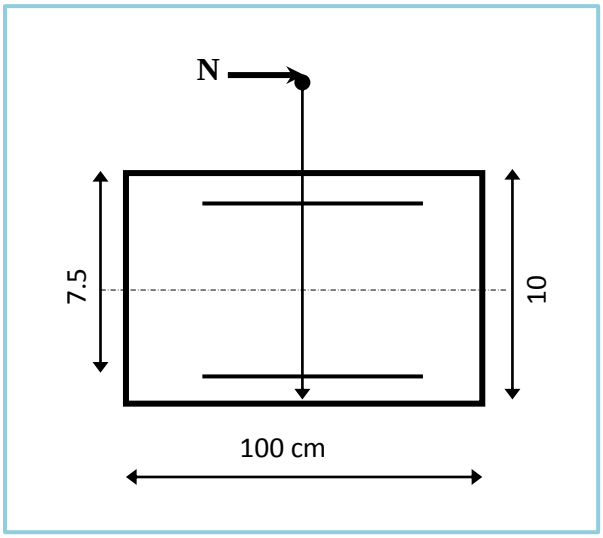


Fig.III.3. Section de B.A à l'ELU

- **Calcul de l'excentricité**

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.2}{3.90} \Rightarrow$, e_0 =30.8 cm

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a e_0=30.8cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

Alors : On a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion**

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

$e = e_0 + (h/2-c)=30.8+(10/2-2.5) = 33.3\ cm$

$e=33.3\,cm$

$M_1 = N \times e = 3.90 \times (0.308+0.10/2-0.025) = 1.3$ kN.m

$M_1 = 1.3$kN.m

- **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = 0{,}016 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A_1 = 0.$

Donc : ß = 0.991

α =0.0201

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_1 = 0{,}39\ cm^2$$

N : effort de compression, alors :

$$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.29\ cm^2 \quad \text{Et} \quad A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$$

Donc: $\begin{cases} A = 0.29\ cm^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0.29\,cm^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : A_1 = 5 HA 8 = 2.31 cm².

- **Armatures de répartition:**

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \le A_r \le 1.16$

Donc, on prendra : A_r = 4 HA 6 = 1.13 cm²

➢ **Espacement :**

$S_t = 20\,cm \le S_{min} = \min[3h = 36\,cm ; 33\,cm] = 33\,cm$

$S_{tr} = 37.5\,cm \le S_{min\,r} = \min[4h = 48\,cm ; 45\,cm] = 45\,cm$.

$S_t = 20\,cm$ et $S_{tr} = 20\,cm$

1.3.2) Vérification à l'E.L.S

Données: N_{ser} = 2.89 kN ; M_{ser} = 0.8 kN.m.

➢ **Calcul de l'excentricité**

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.8 \times 10^2}{2.89} = 28.00cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 28.00\,cm$

Egalement, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où:

$B_o = b.h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ **B_0 = 1034, 65 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_s d)] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,084 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4,916 cm.**

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ **I = 8542.60 cm².**

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = **1,680 cm.**

Donc: e_0= **28.00 cm.**$\ge \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1,680 cm**

Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où :

$\sigma_b = k.y_1$ Avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer $\mathbf{y_2}$ à l'aide de l'équation suivante:

$\mathbf{y_2^3 + py_2 + q = 0}$**……."*"**

Tels que:

$p = -3\,c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **p = -530.12 cm²**

Et $q = -2\,c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$ **q = -3063.64 cm².**

Où: c: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **c = h/2 – e = - 23 cm < 0**".

D'où l'équation "*" devient : $\mathbf{y_2^3 + (-530.12)\,y_2 - 3063.64 = 0}$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

$\mathbf{y_1}$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :

$y_2' = 25.5$ cm

$y_2'' = 20.70$ cm rejetée comme valeur ($y_2+c < 0$)

$y_2''' = -50.603$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $0 < \mathbf{y_1} = 25.5 + (-23.00) =$ **2..50 cm** < **h** = 10 cm

Donc on prend : y2 **= 25.5 cm.**

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec : $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s\,(y1 - c') - A_s\,(d - y_1)]. \Rightarrow \mathbf{S_{xx}=139.25\ cm^3}$

$312.5-173.25=139.25 \Rightarrow S_{xx} = 139.25 \times 10^3$ **mm³**

D'où alors : $k = 2.89 \times 10^3 / 139.25 \times 10^3 \Rightarrow \mathbf{k = 2.075 \times 10^{-2}\ N/mm^3}$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (\mathbf{2.075 \times 10^{-2}}) \times 25 \Rightarrow \mathbf{\sigma_b = 0.51\ MPa}$

Et : $\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1) = 15 \times \mathbf{2.075 \times 10^{-2}} \times (75 - 25) \Rightarrow \mathbf{\sigma_s = 15.56\ Mpa}$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.51\ MPa \leq \overline{\sigma}_b = 0,6\ f_{c28} = 15\ MPa$ … Condition vérifiée

$\sigma_s = 15.56\ MPa \leq \overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\ MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ MPa\right] = 201.633\ MPa$

…Condition vérifiée

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

1.3.2) Vérifications

- **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{1.2}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -16.27 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton**

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

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0,15\ \frac{fc28}{\gamma b}\ ;\ 4\ Mpa\right] = 2,5\ Mpa$ (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.02\ MPa < \overline{\tau}_u = 2.5\ MPa$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➢ **Vérification de l'acrotère au séisme**

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: Fp = **4.A.C_p.W_p**. (*Art.6.2.3*)

A: coefficient d'accélération;

A = 0.20 *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 1b, zone II b)]*

C_p: facteur de force horizontal;

C_p = 0.3 (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)

W_p: poids propre de l'élément

W_p= 2.89 kN.

D'où alors : F_p = 4 x 0.2 x 0.3 x 2.89 ⇒ **F_p = 0.6938 kN < Q = 1.5kN…… (C.V)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

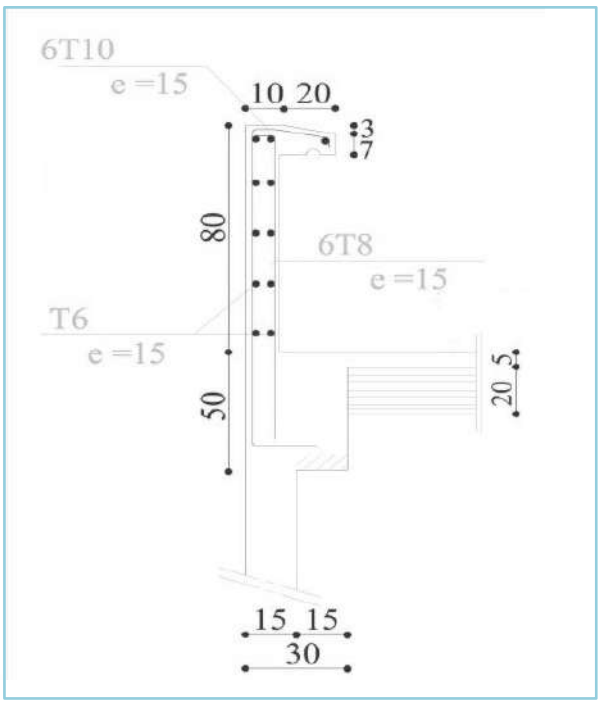


Fig.III.4. Ferraillage de l'acrotère

II. Calcul des escaliers

II.1. Définition

Une cage d'escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction notre construction comporte un escalier droit composé de deux (02) volées.

Il est constitué de paillasse, palier de repos.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

Note : on opte pour le calcul d'une seule volée de plus grande portée (la plus défavorable) et on adopte le même ferraillage pour les autres volées.

II.2. Terminologie

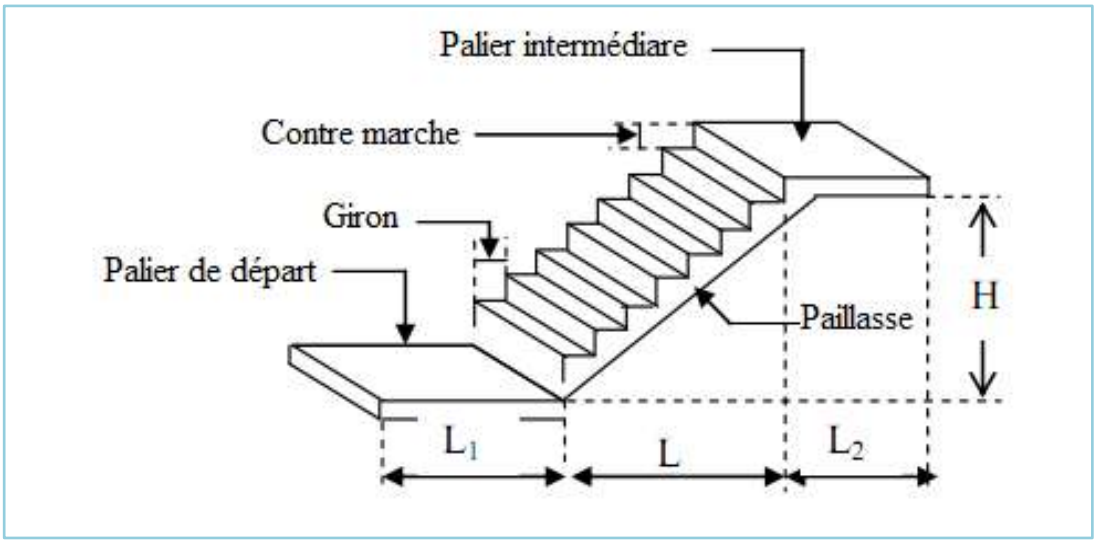


Fig.III.5. Présentation schématique d'une volée d'escalier droit

Notation

g : giron ; **H :** hauteur de la volée

h : hauteur de la contre marche ; **L :** longueur de la volée

e_p : épaisseur de la paillasse ; **n :** Nombre des marches

II.3. Calcul d'escalier

(On a pris le cas d'escalier du 1,2,3ème étage « le cas le plus défavorable »)

Dans le même escalier on remarque deux (02) cas :

a) Type I : Escalier à deux paliers de repos

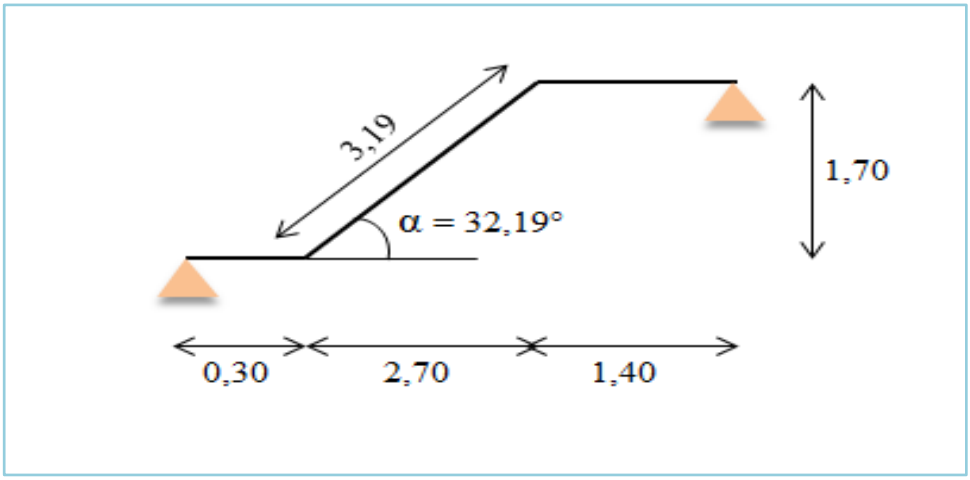


Fig.III.6. Schéma statique de l'escalier

a.1. Caractéristiques

- H = **170 cm**
- Nombre des marches n =**10**
- Contre marche h = H / n = 170 / 10 = **17 cm**
- Largeur de la marche g = L / (n-1) = 270/9 = **30 cm**

Vérification de la loi de BLONDEL

C'est une relation empirique qui lie h et g et qui permet un escalier où on se déplace de façon confortable.

$$\mathbf{59cm \leq g + 2\ h \leq 66cm}$$

Pour notre cas : $59cm \leq 30 + 2\ (17) \leq 66cm$

59cm ≤ 64 ≤ 66cm => vérifié

Détermination de l'épaisseur

Tg α = H / L = 1,70 / 2,70 = 0,629 ⟶ **α** = 32,195° (angle d'inclinaison)

$L_0 = \sqrt{1,7^2 + 2,7^2} = 3,19$ m

L_{total} = 0,30 + 3,19 + 1,40 = 4,90 m

Dans le cas d'une dalle, reposant sur deux côtés, on a :

$L_{total}/35 \leq e_p \leq L_{total}/30$ ⟶ 14 cm ≤ e_p ≤ 16,33 cm

On adopte **: e_p = 15 cm**

a.2. Détermination des charges et des surcharges

a.2.1. Charges Permanentes

- ***Paillasse***

Tab.III.2. Charge permanente de la paillasse de l'escalier type 1

	Epaisseur (m)	*Poids volumique (KN/m^3)*	*Poids surfacique (KN/m^2)*
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Poids propre de la marche	0,08	25	2,12
Poids propre de la paillasse	0.17	25	4,43
Enduit en ciment	0.02	18	0,36
G			**8,30**

➢ ***Palier***

Tab.II.3. Charge permanente du palier de l'escalier type 1

	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Poids propre du palier	0.15	25	3,75
Enduit en ciment	0.02	18	0,36
G			**5.49**

a.2.2. Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (DTR B.C.2.2) est la même pour la paillasse et le palier ; **Q = 2,50 KN/m^2**

a.2.3. Combinaison des charges et surcharges

Tab.II.4. Combinaison des charges et surcharges

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Paillasse	8,30	2,50	14,55	10,80
Palier	5.49	2,50	11,16	7,99

a.3. Calcul à l'état limite ultime

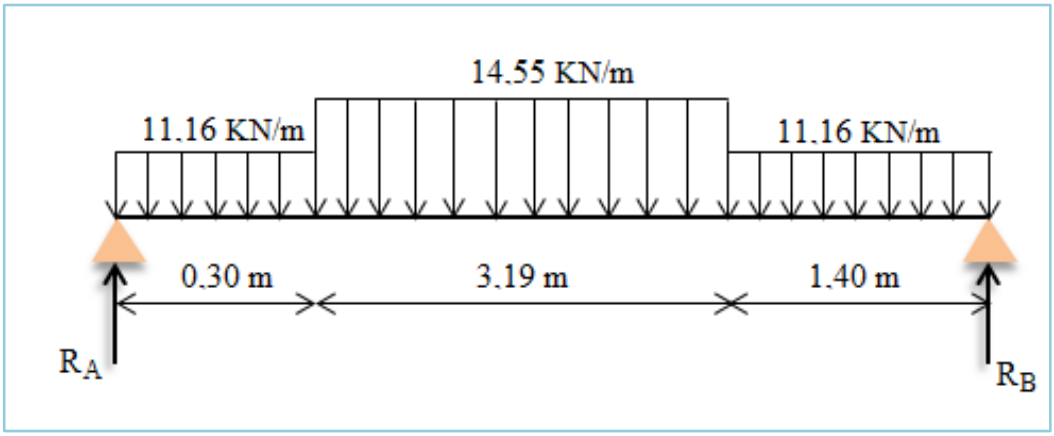


Fig.III.7. Combinaison des charges et surcharges à L'ELU

a.3.1. Calcul des moments

Schéma statique de calcul d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, qui sera étudiée en utilisant les méthodes de la RDM.

Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastrements aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

- Aux appuis : $Ma = 0{,}5 \times M_{max}$
- En travée : $Mt = 0{,}85 \times M_{max}$

Tab.III.5. Calcul des moments

R_A (KN)	R_B (KN)	M_{max} (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
34,74	31,91	42,92	21,64	36,48

Diagrammes des efforts internes

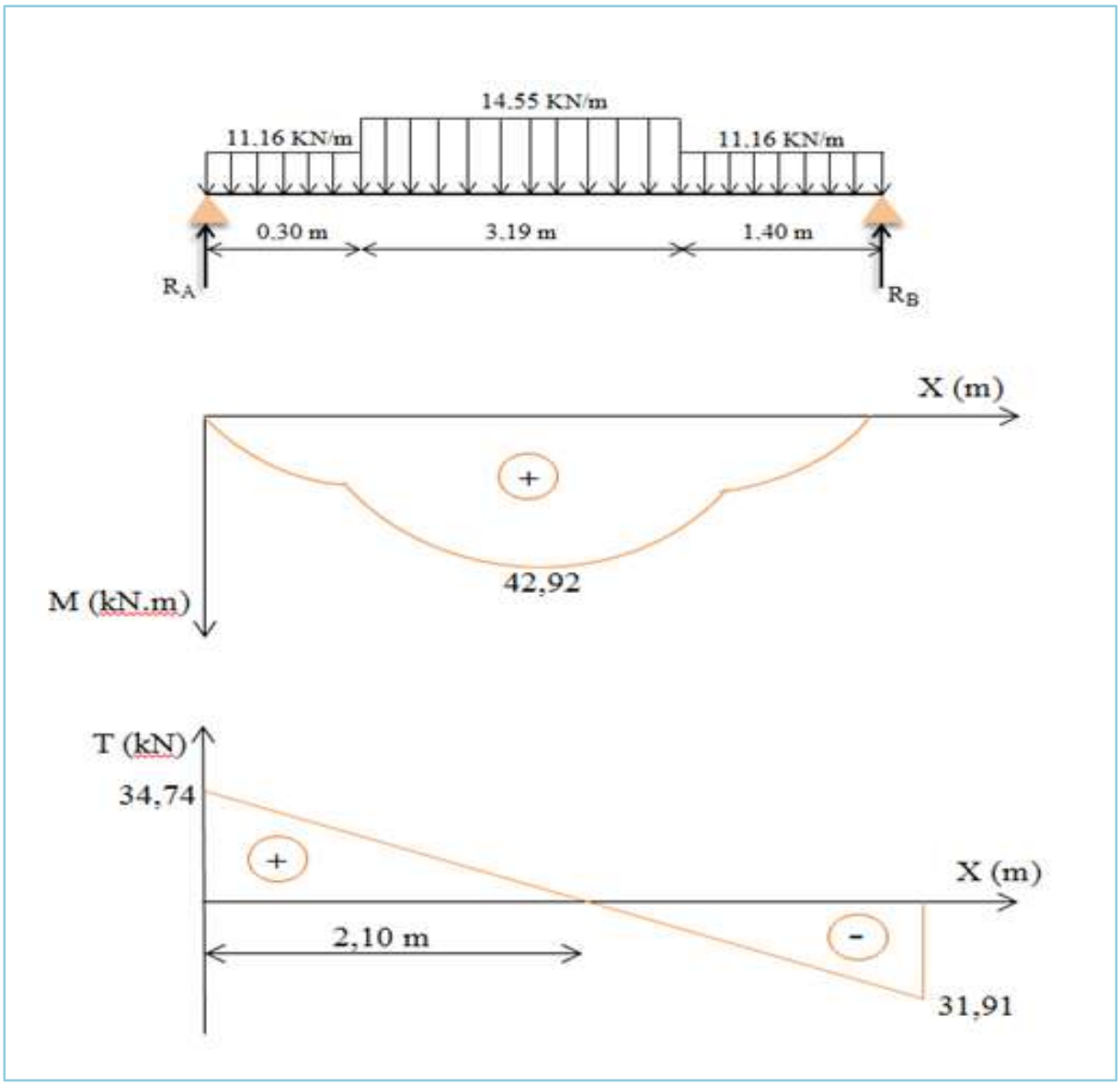


Fig.III.8. Diagrammes des efforts internes

a.3.2. Calcul du ferraillage

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

- **Données**

Tab.III.6. Les données

Béton			
f_{c28} = 25 MPa	f_{c28} = 2,1 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc}=14,2 MPa
h = 15 cm	b = 100 cm	d = 14,5 cm	c = 2,5 cm
Acier			
FeE400	f_e = 400 MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 248 MPa

- **Ferraillage**

Tab.III.7. Ferraillage d'escalier type 1

	Mu(KN.m)	**μ**	**β**	**A′**	**A (cm²)**	**$A_{adoptée}$ (cm²)**
Aux appuis	21,46	0,072	0,963	0	4,42	**6HA10 = 4,71**
En travée	36,48	0,012	0,932	0	7,75	**6HA14 = 9,23**

- **Armature de répartition**

Tab.III.8. Armatures de répartition, type 1

	Ar (cm²)	***Ar adoptée (cm²)***
Aux appuis	$\frac{A(adopt)}{4} = 1{,}17$	6HA8 = 3,01 cm²
En travée	$\frac{A(adopt)}{4} = 2{,}30$	6HA8 = 3,01 cm²

a.3.3. Vérification

- Condition de non fragilité

On vérifie que : $A \geq A_{min} = B / 1000 = \frac{100 \times 15}{1000} = 1{,}5\ cm^2$

Aux appuis : 4,71 cm² ≥ 1,5 cm² ⟶ condition vérifié

En travée : 9,23 cm² ≥ 1,5 cm² ⟶ condition vérifié

- Vérification de l'espacement

Tab.III.9. Vérification de l'espacement

	Les armatures longitudinales	***Les armatures de répartition***
Aux appuis	St = 20cm ≤ min[3h,33cm]=33cm	St = 20cm ≤ min[4h,45cm]=45cm
En travée	St = 20cm ≤ min[3h,33cm]=33cm	St = 20cm ≤ min[4h,45cm]=45cm

a.4. Calcul à l'état limite de service

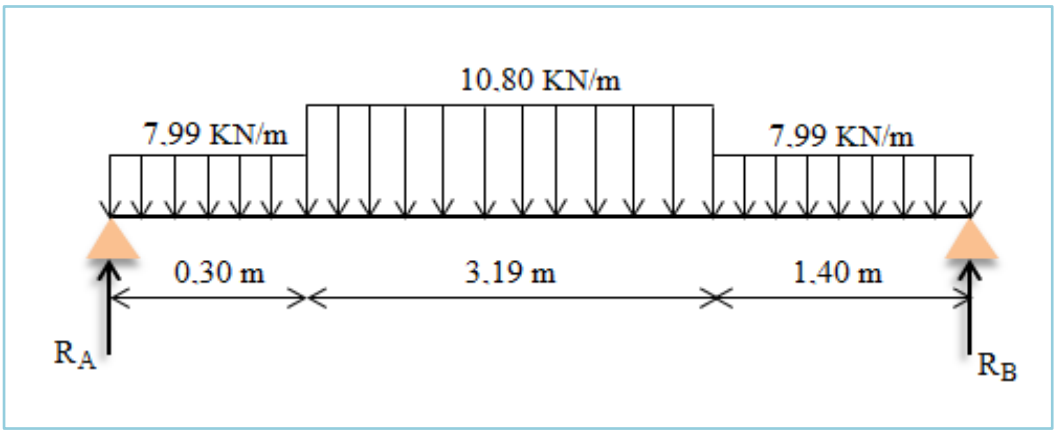


Fig.III.9. Combinaison des charges et surcharges à L'ELS

a.4.1. Calcul des moments

Schéma statique de calcul d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, qui sera étudiée en utilisant les méthodes de la RDM.

Tab.III.10. Calcul des moments à l'ELS

R_A (KN)	R_B (KN)	M_{max} (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
25,07	22,96	30,96	26,31	15,48

Diagrammes des efforts internes

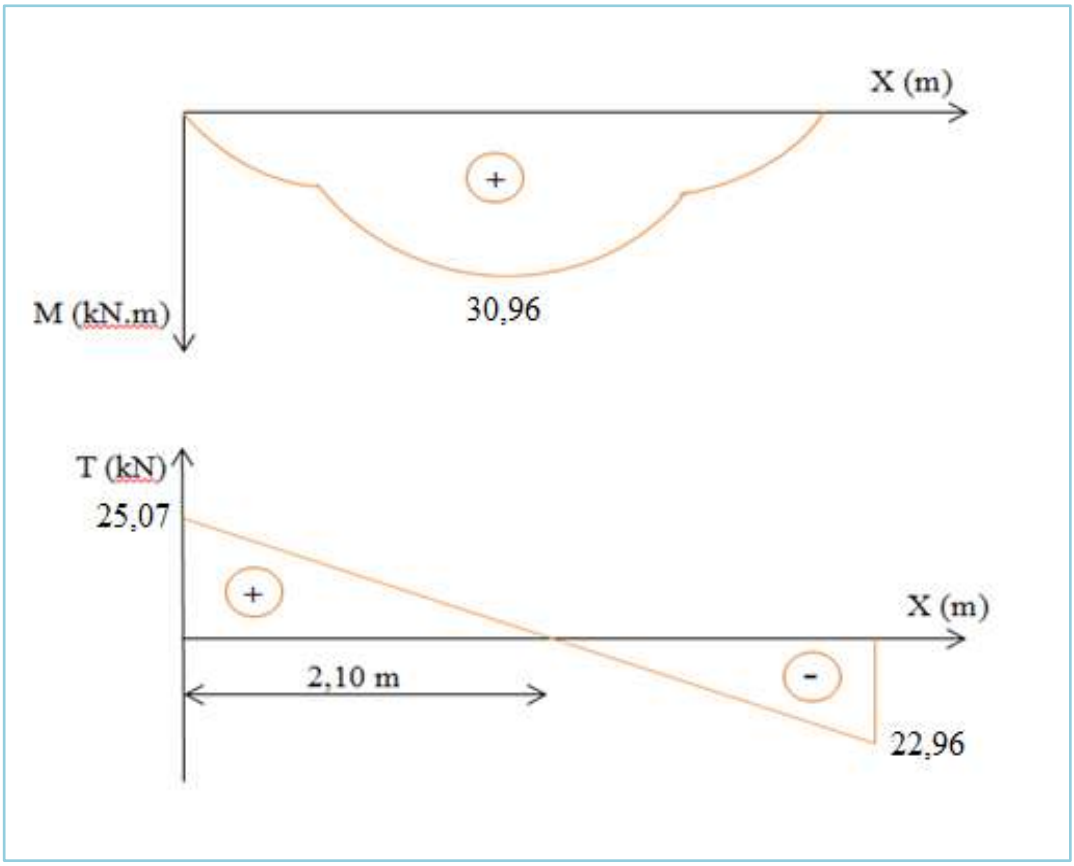


Fig.III.10. Diagrammes des efforts internes à l'ELS

a.4.1. Vérification

- Vérification de la résistance du béton à la compression

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

$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15$ Mpa

Tab.III.11. Vérification de la résistance du béton à la compression

	A(cm²)	**M_{ser}(KN.m)**	**Y(cm)**	**I(cm^4)**	**σ_b(Mpa)**	**$\overline{\sigma_b}$(Mpa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$**
Aux appuis	4,71	15,48	3,63	7797,25	7,20	15	vérifié
En travée	9,23	26,31	4,77	12994,92	9,65	15	vérifié

- Vérification de l'effort tranchant

On vérifie que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\overline{\tau_u}$ = 3,33 MPa (Fissuration peu nuisible)

τ_u = Vu / b_0.d = 0,172Mpa

⇨ $\tau_u = 0,17 \leq \overline{\tau_u} = 3,33$ Mpa ⟶ Vérifié

- Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

$\frac{h}{L} = 0,030 \geq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M0} = 0,042$ ⟶ Condition non vérifié

$\frac{A}{b0.d} = 0,006 \leq \frac{2}{fe} = 0,005$ ⟶ Condition non vérifié

⇨ *Donc on doit vérifier la flèche*

Calcul de la flèche

Les règles CBA 93 (ANNEXE D) permet de calculer la flèche.

Tab.III.12. Calcul de la flèche pour l'escalier type 1

$Ms(KN/m)$	$A(cm^2)$	$Y(cm)$	$P(\%)$	$ß_1$	$\sigma_s(MPa)$	μ	λ_i	λ_v
26,31	9,23	8,40	0,71	0,89	210,93	0,54	3,9	1,56
$I(cm^4)$	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$L(m)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
22686,40	8034,46	3213,78	4,90	0,24	1,8	1,56	9,80	oui

b) Type 2 : Escalier à un seul palier de repos

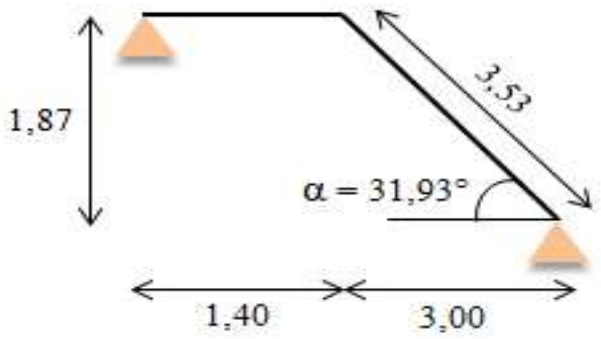


Fig.III.11. Schéma statique de l'escalier type 2

b.1. Caractéristiques

- H = **187 cm**
- Nombre des marches n =**11**
- Contre marche h = H / n = 187 / 11 = **17 cm**
- Largeur de la marche g = L / (n-1) = 270/9 = **30 cm**

Vérification de la loi de BLONDEL

C'est une relation empirique qui lie h et g et qui permet un escalier où on se déplace de façon confortable.

59cm ≤ g + 2 h ≤ 66cm

Pour notre cas : 59cm ≤ 30 + 2 (17) ≤ 66cm => **59cm ≤ 64 ≤ 66cm** => **vérifié**

Détermination de l'épaisseur

Tg α = H / L = 1,87 / 3 = 0,623 ⟶ **α** = 31,963° (angle d'inclinaison)

$L_0 = \sqrt{1{,}87^2 + 3^2} = 3{,}53$

L_{total} = 3,53 + 1,40 = 4,93 m

Dans le cas d'une dalle, reposant sur deux côtés, on a :

$L_{total}/35 \leq e_p \leq L_{total}/30$ ⟶ 14,08 cm ≤ e_p ≤ 16,43 cm

On adopte **: e_p = 15 cm**

b.2. Détermination des charges et des surcharges

b.2.1. Charges Permanentes

- ***Paillasse***

Tab.III.13. Charge permanente de la paillasse de l'escalier type 2

	Epaisseur (m)	*Poids volumique (KN/m³)*	*Poids surfacique (KN/m²)*
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Poids propre de la marche	0,08	25	2,12
Poids propre de la paillasse	0.18	25	4,46
Enduit en ciment	0.02	18	0,36
G			**8,32**

➢ ***Palier***

Tab.III.14. Charge permanente du palier de l'escalier type 2

	Epaisseur (m)	***Poids volumique (KN/m³)***	***Poids surfacique (KN/m²)***
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Poids propre du palier	0.15	25	3,75
Enduit en ciment	0.02	18	0,36
G			**5.49**

b.2.2. Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (DTR B.C.2.2) est la même pour la paillasse et le palier ; **Q = 2,50 KN/m²**

b.2.3. Combinaison des charges et surcharges

Tab.III.15. Combinaison des charges et surcharges

	G (KN/m)	***Q (KN/m)***	***Pu (KN/m)***	***Pser (KN/m)***
Paillasse	8,32	2,50	14,98	10,82
Palier	5.49	2,50	11,16	7,99

b.3. Calcul à l'état limite ultime

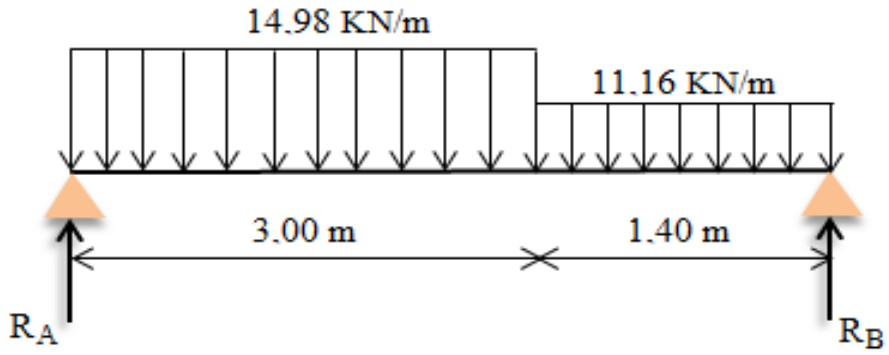


Fig.III.12. Combinaison des charges et surcharges à L'ELU

b.3.1. Calcul des moments

Schéma statique de calcul d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, qui sera étudiée en utilisant les méthodes de la RDM.

Tab.III.16. Calcul des moments

R_A (KN)	R_B (KN)	M_{max} (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
36,22	32,38	43,76	21,88	37,19

Diagrammes des efforts internes

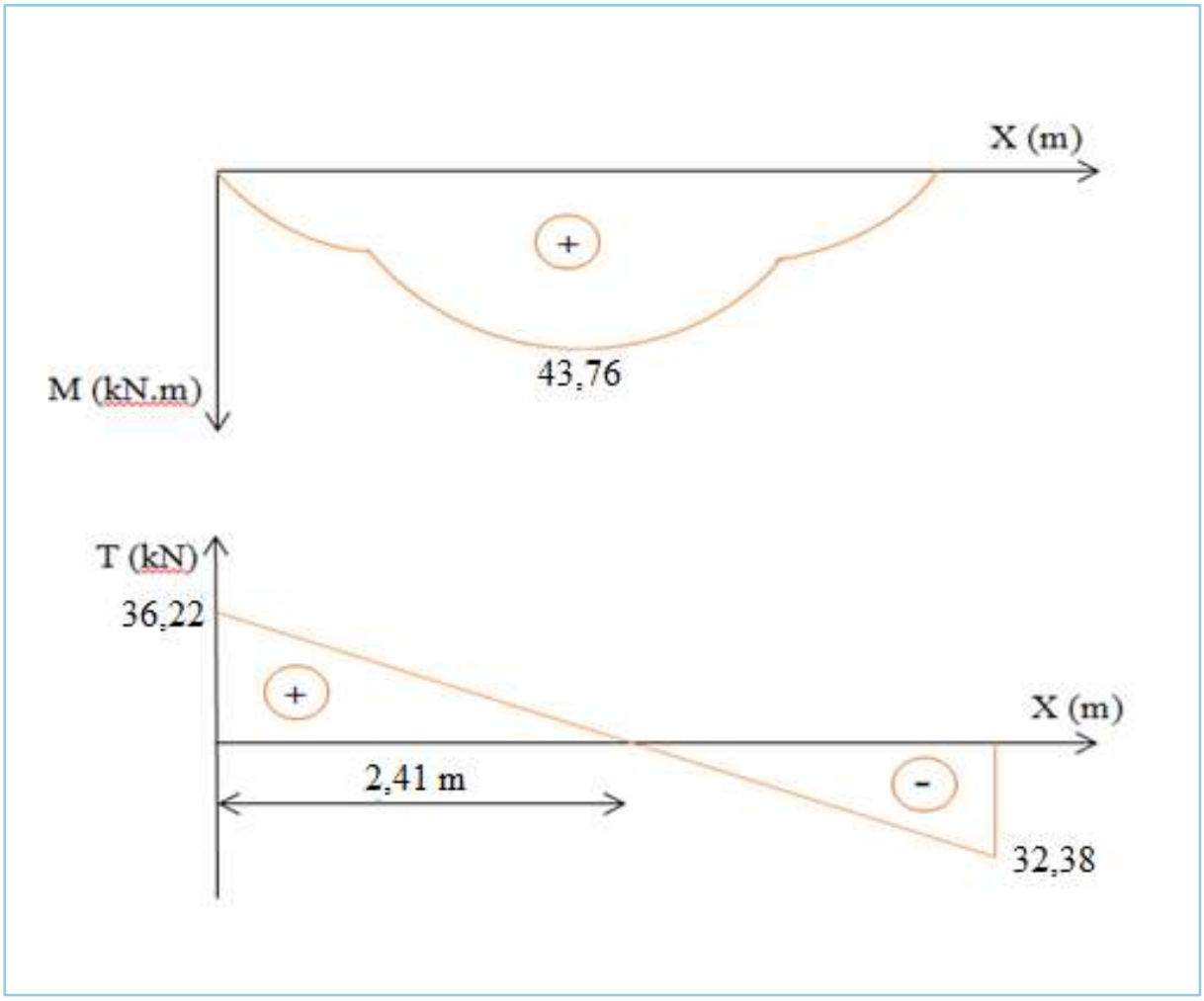


Fig.III.13. Diagrammes des efforts internes

b.3.2. Calcul du ferraillage

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

- **Ferraillage**

Tab.III.17. Ferraillage d'escalier type 2

	Mu(KN.m)	***μ***	***β***	***A'***	***A (cm²)***	***$A_{adoptée}$ (cm²)***
Aux appuis	21,88	0,073	0,935	0	4,63	**6HA10 = 4,71**
En travée	37,19	0,124	0,934	0	7,89	**6HA14 = 9,23**

- **Armature de répartition**

Tab.III.18. Armatures de répartition, type 2

	Ar (cm²)	***Ar adoptée (cm²)***
Aux appuis	$\frac{A(adopt)}{4} = 1{,}17$	6HA8 = 3,01 cm²
En travée	$\frac{A(adopt)}{4} = 2{,}30$	6HA8 = 3,01 cm²

b.3.3. Vérification

- Condition de non fragilité

On vérifie que : $Ar \geq A_{min} = B / 1000 = \frac{100 \times 15}{1000} = 1{,}5\ cm^2$

Aux appuis : 4,71 cm² ≥ 1,5 cm² ⟶ condition vérifié

En travée : 9,23 cm² ≥ 1,5 cm² ⟶ condition vérifié

- Vérification de l'espacement

Tab.III.19. Vérification de l'espacement

	Les armatures longitudinales	*Les armatures de répartition*
Aux appuis	St = 20cm ≤ min[3h,33cm]=33cm	St = 20cm ≤ min[4h,45cm]=45cm
En travée	St = 20cm ≤ min[3h,33cm]=33cm	St = 20cm ≤ min[4h,45cm]=45cm

b.4. Calcul à l'état limite de service

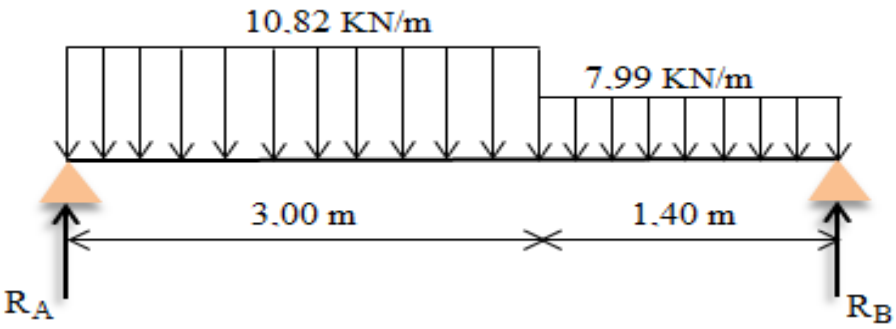


Fig.III.14. Combinaison des charges et surcharges à L'ELS

b.4.1. Calcul des moments

Schéma statique de calcul d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, qui sera étudiée en utilisant les méthodes de la RDM.

Tab.III.20. Calcul des moments à l'ELS

R_A (KN)	R_B (KN)	M_{max} (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
25,07	22,96	30,96	26,31	15,48

Diagrammes des efforts internes

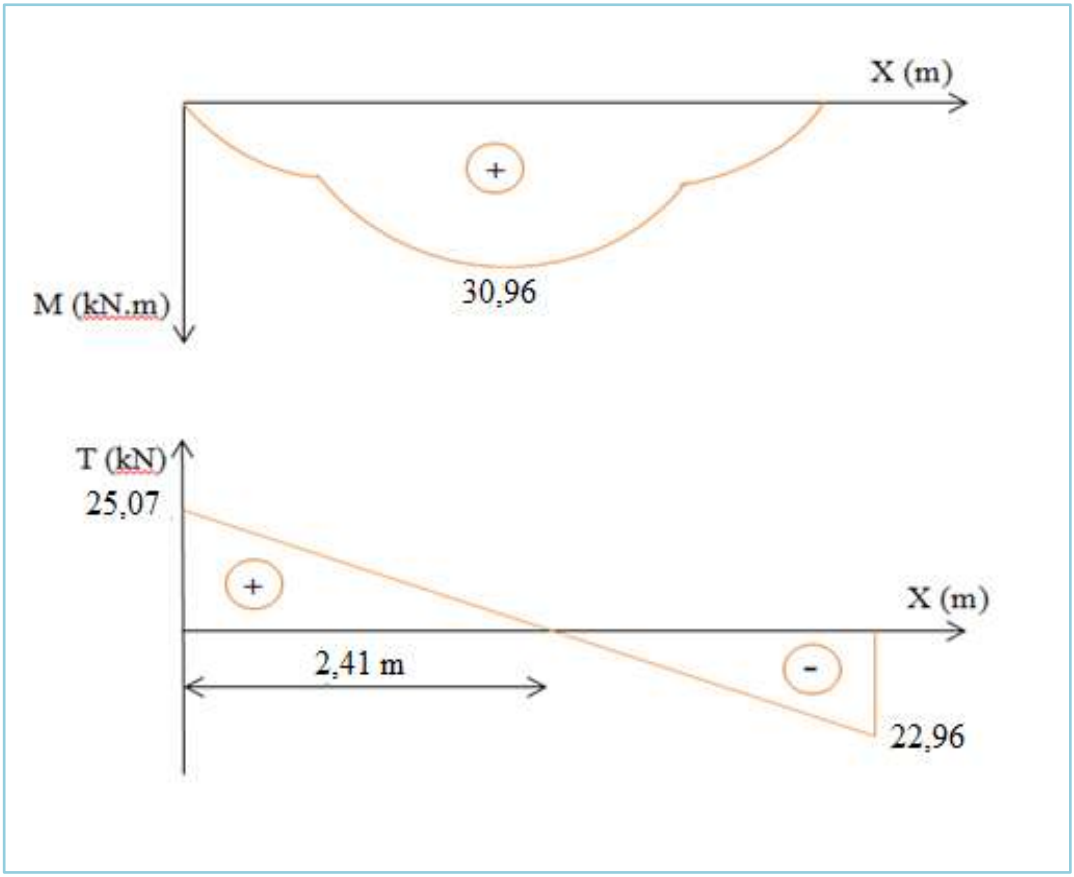


Fig.III.15. Diagrammes des efforts internes à l'ELS

b.4.1. Vérification

- Vérification de la résistance du béton à la compression

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

$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15$ Mpa

Tab.III.21. Vérification de la résistance du béton à la compression

	A (cm^2)	M_{ser}(KN.m)	Y(cm)	I(cm^4)	σ_b(Mpa)	$\overline{\sigma_b}$(Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Aux appuis	4,71	13,93	3,63	7797,25	6,48	15	vérifié
En travée	9,23	23,69	4,77	12994,92	8,69	15	vérifié

➢ Vérification de l'effort tranchant

On vérifie que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\overline{\tau_u}$ = 3,33 MPa (Fissuration peu nuisible)

τ_u = Vu / b_0.d = 0,175Mpa

⇨ $\tau_u = 0,17 \leq \tau_u = \overline{3,33}$ Mpa ⟶ Vérifié

➢ Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

$\frac{h}{L} = 0,030 \geq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M0} = 0,042$ ⟶ Condition non vérifié

$\frac{A}{b0.d} = 0,006 \leq \frac{2}{fe} = 0,005$ ⟶ Condition non vérifié

⇨ *Donc on doit vérifier la flèche*

Calcul de la flèche

Les règles CBA 93 (ANNEXE D) permet de calculer la flèche.

Tab.III.22. Calcul de la flèche pour l'escalier type 2

Ms(KN/m)	***A(cm²)***	***Y(cm)***	***P(%)***	***ß₁***	***σ_s(MPa)***	***μ***	***λ_i***	***λ_v***
23,69	9,23	8,40	0,71	0,89	210,93	0,54	3,9	1,56
I(cm^4)	***I_{fi} (cm^4)***	***I_{fv} (cm^4)***	***L (m)***	***f_i(mm)***	***f_v(mm)***	***Δf(mm)***	***f_{adm}(mm)***	***Δf< f_{adm}***
22686,40	8034,46	3213,78	4,93	0,22	1,65	1,34	9,86	oui

II.4. Etude de la poutre palière

La poutre palière est considérée encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux, c'est une poutre de section rectangulaire.

a) Pré dimensionnement

Selon le RPA 2003

Hauteur : $L_{max} / 15 \leq ht \leq L_{max} /10$

$\Rightarrow 480/15 \leq ht \leq 480/10 \Rightarrow 32 \leq ht \leq 48$ cm

On opte ht = 30 cm

Largeur : $0{,}4\ ht \leq b \leq 0{,}7\ ht \Rightarrow 14 \leq b \leq 24{,}5$

On opte b = 30 cm

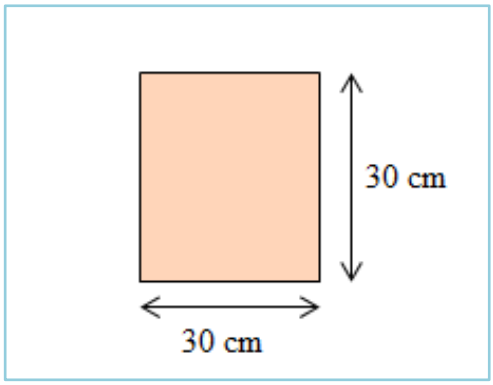


Fig.III.16. Dimension de la poutre palière

Vérification selon RPA99(modifié 2003)

$ht / b \leq 4 \Rightarrow 30 / 30 = 1 \leq 4$ → Condition vérifié

$b = 30 \geq 20$ cm

→ Condition vérifié

$h = 30 \geq 20$ cm

b) Détermination des charges et surcharges

Poids propre de la poutre : $G=25\times0.30\times0.30 = 2.25$ kN/ml

L'effort tranchant à l'appui : ELU Tu= 35,10 kN/ml

ELS Ts= 25,31 kN/ml

Combinaison de charges

ELU : **Pu**= 1,35G+Tu =(1,35×2.25)+ 35.10 = **38.14 kN KN/ml**

ELS : **Ps**= G+Ts =2.25+25,35 = **27,60 kN/ml**

c) Calcul à l'ELU et vérification à l'ELS

c.1. Calcul des efforts internes

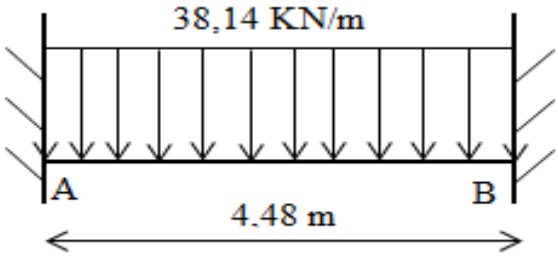


Fig.III.17. Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

à l'ELU

- Moment isostatique aux appuis: Mu = - Pu.L² / 12 = **- 63,79 KN.m**
- Moment isostatique en travée : Mu = Pu.L² / 24 = **31,89 KN.m**
- Effort tranchant : Ra = R_b = Pu.L / 2 = **85,43 KN**

à l'ELS

- Moment isostatique aux appuis : Mser = - Pser.L² / 12 = **- 41,14 KN.m**
- Moment isostatique en travée : Mser = Pser.L² / 24 = **23,08 KN.m**
- Effort tranchant : Ra = R_b = Pser.L / 2 = **61,82 KN**

c.2. Ferraillage

Tab.III.23. Ferraillage de la poutre palière

	Mu(KN.m)	***μ***	***B***	***A'***	***A (cm²)***	***$A_{adoptée}$ (cm²)***
Aux appuis	63,79	0,059	0,970	0	6,87	**6HA14= 9,23**
En travée	31,89	0,029	0,985	0	3,38	**3HA12 = 3,39**

c.3. Vérifications

- A l'ELS

Tab.III.24. Vérification à l'ELS

	Mser(KN.m)	*Y(cm)*	*I(cm^4)*	σ_b*(MPa)*	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Aux appuis	41,14	3,59	79612,89	1,85	vérifiée
En travée	23,08	2,43	32102,95	1,75	vérifiée

- *Selon RPA99 version 2003*

Appuis

Amin = 0,5% bh ⟶ 9,23+ 3,38 = 12,61 cm² > 0,5.30.30 / 100 = 4,5cm² ⟶ vérifié

Amax = 4% bh ⟶ zone courante : 12,61> 4.30.30 / 100 = 36 cm² ⟶ vérifié

Amax = 6%bh ⟶ zone de recouvrement

Travée

Amin = 0,5% bh ⟶ 9,23+ 3,38 = 12,61 cm² > 0,5.30.30 / 100 = 4,5cm² ⟶ vérifié

Amax = 4% bh ⟶ zone courante : 12,61> 4.30.30 / 100 = 36 cm² ⟶ vérifié

Amax = 6%bh ⟶ zone de recouvrement

- *Vérification de l'effort tranchant*

$\tau_u = \frac{Vu}{b0.d} = \frac{86190}{300.275} = 1{,}04$ MPa

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

$\tau_u = 1{,}04$ Mpa < $\overline{\tau}_u = 3{,}33$ MPa ……. Vérifiée

- *Vérification des armatures longitudinales*

$A_l = 9{,}23\ cm^2 \geq \frac{\gamma s .Vu}{fe} = \frac{1{,}15.85{,}43}{400} = 0{,}24\ cm^2$ …….. Vérifiée

➢ *Vérification de compression dans la bielle de béton*

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

Avec : a = Min [b - c - 2 ; 0,9d] = 24.75 cm

Vu = 85,43 KN ≤ 4950 KN …… Vérifiée

➢ *Armatures transversales*

$\varphi_t \leq$ Min [$\frac{h}{35} = 8{,}57mm$; φ_l = 14mm ; $\frac{b0}{10}$ = 30mm] = 8,75 mm

φ_t = 8 mm ; $a_t = \frac{\pi \varphi t^2}{4}$ = 0,50 cm²

$A_t = a_t . n_t$ (n_t = 4) ; A_t = 2 cm²

On adopte **A_t =4HA8 = 2,01 cm²**

Et on vérifie : $S_t \leq \overline{S_t}$ =Min [0,9d ; 40cm] = 24,75 cm

$S_t = \frac{0{,}9At\,(fe/\gamma s)}{b(\tau u - 0{,}3\,ft28)}$ = 23,04 cm

$S_t \leq \overline{S_t}$ …….Vérifiée

Donc on prend $S_t = \overline{S_t}$ = 25 cm

- **Section minimale des armatures transversales**

$$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$$

A_t = 2,01 cm² ≥ A_{min} = 1,27 cm² …… Vérifiée

➢ *Vérification vis-à-vis RPA99Version2003* ►►*Art [7.5.2.2]* ◄◄

S_t = Min[h/4= 7,5cm ; 12 φ_l = 16,8cm] = 7,5 cm En zone nodale

S_t = h/2 = 15 cm En zone courante

On adopte

Pour la zone nodale **S_t = 8 cm**

Pour la zone courante **S_t = 15 cm**

$A_{t\,min}$ = 0,003 . S_t .b = 1,35 cm² < 2,01 cm² …….. Vérifiée

➢ *Vérification de la flèche*

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{448}$ = 0,06 $\geq \frac{1}{16}$ = 0,06 …….vérifiée
- $\frac{h}{L}$ = 0,06 $\geq \frac{Mt}{20Mx} = \frac{31,89}{20(31,89)}$ = 0,05……....vérifiée
- $\frac{At}{b.d} = \frac{3,39}{300.27,5}$ = 4,10.$10^{-4} \leq \frac{4,2}{fe}$ = 0,015 …… vérifiée

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

III. Balcons

III.1. Introduction

Le balcon est un élément constitué d'une dalle pleine, faisant suite à la dalle du plancher.

Le balcon travail comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, l'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

On remarque dans notre projet deux (02) cas :

- Cas 01 : Balcons limités par des garde-corps
- Cas 02 : Balcons limités par des murs double cloisons

III.2. Cas 01 : Balcons limités par des garde-corps

Ce cas des balcons se trouvent juste dans 1, 2, 3ème niveaux (les étages à usage hôtel) sous plusieurs formes (différents types).
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

G : charge permanant uniformément reparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.2.1. Evaluation des charges

- Charge permanente***:*** **G**=5,55kN/m^2
- Charge d'exploitation: **Q**=3,50kN/m^2

Combinaison des charges

Tab.III.25. Combinaison des charges

	ELU	***ELS***
P (KN/ml)	12,74	9,05

III.2.2. Pré dimensionnement

- Largeur : 4,13 m
- Longueur : 1,50 m
- Epaisseur : L / 10 = 150 / 10 = 15 cm, on adopte **e_p = 15 cm**

Schéma statique

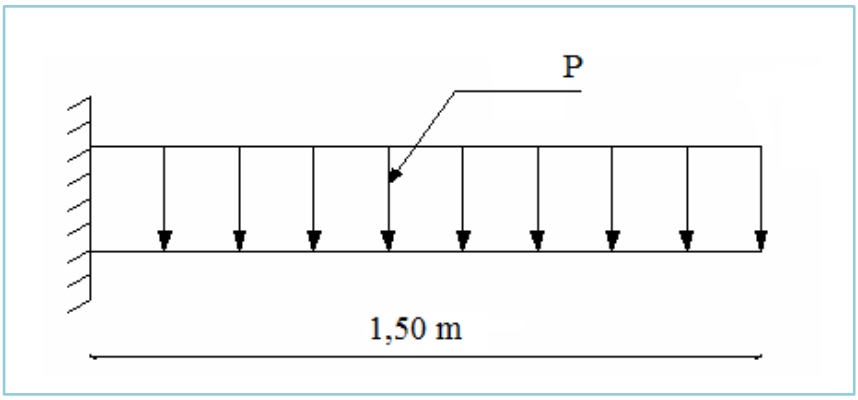


Fig.III.18. Schéma statique du balcon cas 1

III.2.3. Calcul des efforts internes

A l'ELU :

- Moment fléchissant : $Mu = \frac{Pu.l^2}{2} = \frac{12,74(1,5)^2}{2}$ = 14,33 KN.m
- Effort tranchant : Tu = Pu.l = 12,74(1,5) = 19,11 KN.m

A l'ELS :

- Moment fléchissant : $Mser = \frac{Ps.l^2}{2} = \frac{9,5(1,5)^2}{2}$ = 10,18 KN.m
- Effort tranchant : Tser = Ps.l = 9,05(1,5) = 13,57 KN.m

III.2.4. Calcul de ferraillage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de *1m.*

Données

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; d=12,5cm ; fe=400MPa

➢ **Armatures principales**

Tab.III.26. Ferraillage du balcon cas 1

Mu(KN.m)	μ	β	A′	A (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)	St(cm)
14,33	0,064	0,967	0	1,18	**6HA10=4,71**	16,66

Espacement:

Pour une charge répartie : St =16,66 cm ≤ Min (3h ; 33cm) = 33 cm …….vérifiée

Pour une charge concentré : St =16,66 cm ≤ Min (2h ; 22cm) = 22 cm …….vérifiée

➢ **Armatures de répartitions**

Ar = $A_{adopté}$ / 4 = 4,71 / 4 = 1,17 cm²

On adopte **6HA10 = 4,71 cm²**

Avec un espacement de 16,66 cm

St = 16,66 cm ≤ min (2h ; 25 cm) = 25 cm …….. Vérifiée

III.2.5. Vérifications

A l'ELU

- ***Condition de non fragilité***

  $A_{adop} \geq A_{min}$

  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{fc28}{fe} = 1,57$ cm²

  $A_{adop} = 4,71$ cm² ≥ A_{min} = 1,57 cm²……..vérifié

- ***Vérification de l'effort tranchant***

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

  Avec:

  $\bar{\tau}_u = Min(0,1 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

  $\tau_u = Tu / b.d = (21,015 \times 10^3) / (1000 \times 130) = 0,16$ MPa

  $\tau_u = 0,19$ MPa ≤ $\bar{\tau_u} = 2,5$ MPa …… vérifié

A l'ELS

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- ***Vérification des contraintes***

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ Avec : } \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15\ Mpa$$

Tab.III.27. Vérification des contraintes du balcon cas 1

$M_{ser}(kNm)$	$A_{adop}(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
10,18	4,71	3,63	7797,25	5,75	vérifiée

- ***Vérification de la flèche***

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,06$ ……vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{Mt}{20Mx} = \frac{12,36}{20(12,36)} = 0,05$……...vérifiée
- $\frac{Aadop}{b.d} = \frac{4,71}{100.13} = 3,62.10^{-3} \leq \frac{4,2}{fe} = 0,015$ …… vérifiée

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

III.3. Cas 02 : Balcons limités par des murs double cloisons

Ce cas des balcons se trouvent sous plusieurs formes (différents types) de même largeur
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

G : charge permanant uniformément reparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.3.1. Evaluation des charges

- Charge permanente**:** **G**=5,55kN/m^2
- Charge d'exploitation: **Q**=3,50kN/m^2
- Charge concentrée "F": (Poids du mur double cloison)
  - *Mur extérieur ……..2,52 KN/m²*
  - *Hauteur du mur……..3,07 KN/m²*
  - *F = 2,52 ×3,07 ×1 =7,73 KN*

F= 7,73 KN

Combinaison des charges

Tab.III.28. Combinaison des charges

	ELU	***ELS***
P (KN/ml)	12,74	9,05
F(KN)	10,43	7,73

a.1. Pré dimensionnement

- Longueur : 7,20 m
- Largeur : 1,50 m
- Epaisseur : L / 10 = 150 / 10 = 15 cm, on adopte **e_p = 15 cm**

a.2. Schéma statique

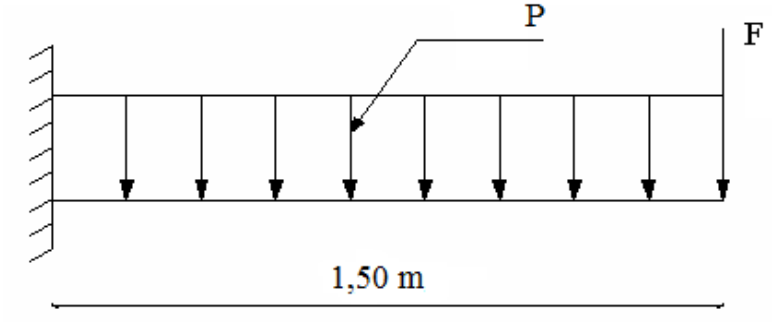


Fig.III.19. Schéma statique du balcon cas 2

a.3. Calcul des efforts internes

A l'ELU :

- Moment fléchissant : $Mu = \frac{Pu.l^2}{2} + Fu.l = \frac{12,74(1,5)^2}{2} + 10,43(1,5) = 29,97KN.m$
- Effort tranchant : Tu = Pu.l + Fu = 12,74(1,5) + 10,43= 29,54 KN.

A l'ELS :

- Moment fléchissant : $Mser = \frac{Ps.l^2}{2} + Fs.l = \frac{9,05(1,5)^2}{2} + 7,73(1,5) = 21,77KN.m$
- Effort tranchant : Tser = Ps.l + Fs = 7,73(1,5) + 7,73 = 19,32 KN.m

a.4. Calcul de ferraillage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de *1m*.

Données

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; d=13cm ; fe=400MPa

- **Armatures principales**

Tab.III.29. Ferraillage du balcon type 1

Mu(KN.m)	*μ*	*β*	*A'*	*A (cm²)*	*$A_{adoptée}$ (cm²)*	*St(cm)*
17,28	0,124	0,934	0	7,09	**6HA14=9,23**	16,66

Espacement:

Pour une charge répartie : St =16,66 cm ≤ Min (3h ; 33cm) = 33 cm …….vérifiée

Pour une charge concentré : St =16,66 cm ≤ Min (2h ; 22cm) = 22 cm …….vérifiée

➢ **Armatures de répartitions**

Ar = $A_{adopté}$ / 4 = 9,23 / 4 = 2,30 cm²

On adopte **6HA10 = 4,71 cm²**

Avec un espacement de 16,66 cm

St = 16,66 cm ≤ min (2h ; 25 cm) = 25 cm …….. Vérifiée

a.5. Vérifications

A l'ELU

- ***Condition de non fragilité***

  $A_{adop} \geq A_{min}$

  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{fc28}{fe} = 1,57$ cm²

  $A_{adop} = 9,23$ cm² ≥ $A_{min} = 1,57$ cm²

- ***Vérification de l'effort tranchant***

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

  Avec:

  $\bar{\tau}_u = Min(0,1 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

  $\tau_u = Tu / b.d = (29,54 \times 10^3) / (1000 \times 130) = 0,22$ MPa

  $\tau_u = 0,22$ MPa ≤ $\bar{\tau_u} = 2,5$ MPa …… vérifié

A l'ELS

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- ***Vérification des contraintes***

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ Avec : } \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15\ Mpa$$

Tab.III.30. Vérification des contraintes du balcon type 1

M_{ser}(kNm)	$A_{adop}(cm^2)$	y(cm)	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
21,77	9,23	4,77	12994,92	7,99	vérifiée

- ***Vérification de la flèche***

➢ $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0{,}1 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$ ……vérifiée

➢ $\frac{h}{L} = 0{,}1 \geq \frac{Mt}{20Mx} = \frac{21{,}77}{20(21{,}77)} = 0{,}05$……....vérifiée

➢ $\frac{Aadop}{b.d} = \frac{9{,}23}{100.13} = 7{,}10.10^{-3} \leq \frac{4{,}2}{fe} = 0{,}015$ …… vérifiée

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

IV. Dalle pleine de la salle machine

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur (04) côtés. Le panneau est rectangulaire, la surface de notre cabine est de (1,90 x 1,90) m², elle reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

IV.1. Pré dimensionnement

On doit vérifier :

- ***La résistance à la flexion :***

$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \longrightarrow$ 4,22 cm ≤ e ≤ 4,75 cm

- ***Condition de l'E.N.A.S.C :***

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit supérieur ou égale à 25 cm (≥ 25 cm). On prend **e=25cm.**

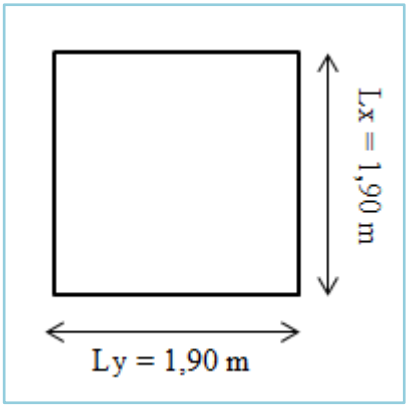


Fig.III.20. Dimension de la dalle machine

IV.2. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

IV.2.1. charges permanentes G

Tab.III.31. Charge permanente

Composants	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (KN/m³)*	*Poids volumique (KN/m³)*
Dalle pleine	0,25	25	6,25
Enduit de ciment	0,02	10	0,36
		G	**6,61**

IV.2.2. Poids de la machine supportée

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées

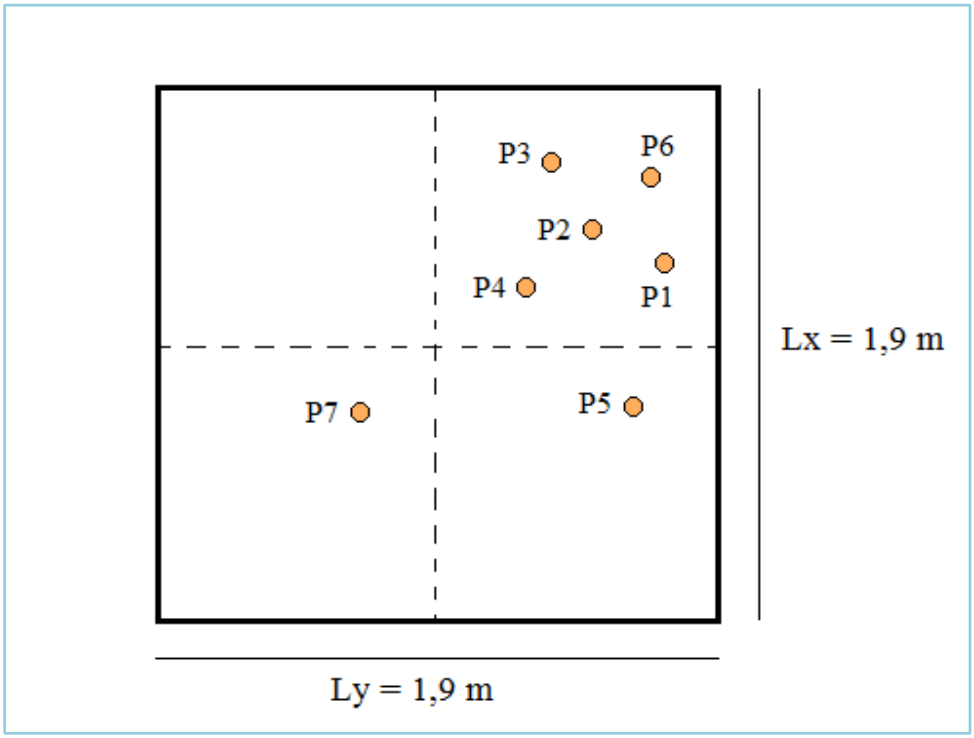


Fig.III.21.Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tab.III.32. Les charges concentrées

P (KN)						
P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
45	35	70	90	125	100	23

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 135{,}18 \text{ KN/m}^2$$

$\mathbf{G_{tot}}$= 6,61 + 135,18 = 141,79KN/m^2

IV.2.2. Charge d'exploitation

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q = 5 kN/m^2

IV.2.2. Combinaison des charges

Tab.III.33. Combinaison des charges

G (kN/m^2)	*Q (kN/m^2)*	*Pu (kN/m^2)*	*Pser (kN/m^2)*
141,79	5	198,91	146,79

IV.2. calcul des sollicitations

On a: $\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,90}{1,90} = 1$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

IV.2.1. Méthode de calcul

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

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

Pour notre cas on utilise la méthode des lignes de rupture.

IV.2.2. Hypothèses (ligne de rupture)

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

IV.2.3. Principe de calcul

Travail extérieur = Travail intérieur

- Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).
- Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.\ f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- $f$cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

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

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

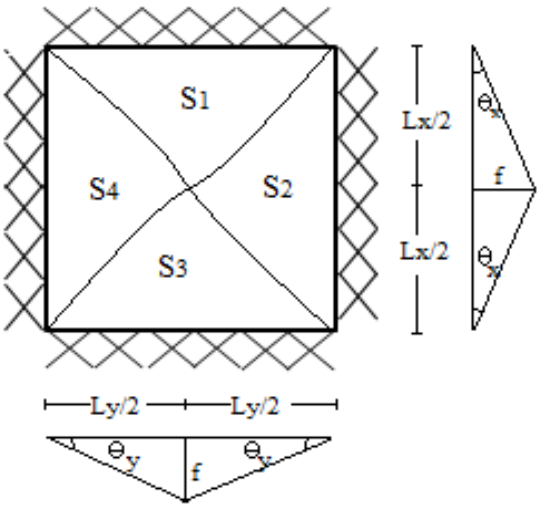


Fig.III.22. Les lignes de ruptures

- **Travail externe**

$$T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext} + T^3_{ext} + T^4_{ext}$$

Avec :

$$T^1_{ext} = T^3_{ext} = T^2_{ext} = T^4_{ext}$$

$$T^1_{ext} = q.S_1 . f/3 = q.f\,(1/6\ Lx\ .\ Ly/2)$$

$$T_{ext} = 4\,(T^1_{ext}) \longrightarrow \mathbf{T_{ext} = 1{,}20\ q.f}$$

- **Travail interne**

$$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int} + T^3_{int} + T^4_{int}$$

Avec :

$$T^1_{int} = T^3_{int} = T^2_{int} = T^4_{int}$$

$$T^1_{int} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \qquad \theta_y = tg\,\theta_y = 2f/Lx$$

$$T_{int} = 4\,(T^1_{int}) \longrightarrow \mathbf{T_{int} = 8\ M.f}$$

Principe du travail virtuel

$$T_{ext} = T_{int}$$

⇨ $M = \frac{1}{6{,}66}\,q = 0{,}15\,q$

- $\mathbf{M_t}$ = M = 0,15q = 0,15(198,91) = **29,86 KN.m**
- $\mathbf{M_a}$ = 0,5 M = 0,5 (29,86) = **14,93 KN.m**

IV.2. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

- ***Données***

Tab.III.34. Les données

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)	h (cm)	d (cm)	c (cm)	c' (cm)	b (cm)
25	2,1	400	14,2	348	25	22,5	2,5	2,5	100

- ***Hauteurs utiles***

$d_x = 25 - 2{,}5 - \frac{1}{2} = 22$ cm

$d_y = 22 - \frac{1+1}{2} = 21$ cm

- ***Ferraillage***

Tab.III.35. Ferraillage

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	***En travée***	29,86	0,042	0,979	3.98	0,00	2,50
	En appuis	14,93	0,022	0,989	1,97	0,00	2,50
Sens y	***En travée***	29,86	0,048	0,975	4,19	0,00	2,50
	En appuis	14,93	0,024	0,988	2,06	0,00	2,50

- ***Condition de non fragilité [1]***

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections suivantes

- $A_x = 4HA12 = 4{,}52$ cm²
- $A_y = 4HA12 = 4{,}52$ cm²

- ***Condition d'espacement*** **[1]**

$$\overline{S}_t = \text{Min}[2h = 50\,\text{cm}, 22\,\text{cm}] = 22\,\text{cm}$$

On prend: S = 25 cm

IV.3. Vérification

IV.3.1. Vérification de l'effort tranchant : [1]

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \dfrac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \dfrac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$V_{ux} = \dfrac{Pu.Lx.Ly}{2Ly + Lx}$ = 125,97 kN

$\tau_{ux} = \dfrac{125{,}97 \times 10^3}{1000 \times 220}$ = 0,57 Mpa ≤ $\overline{\tau_{ux}}$ = 1,16 Mpa ……. Vérifiée

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \dfrac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$

$V_{ux} = \dfrac{Pu.Lx.Ly}{3Ly}$ = 125,97 kN

$\tau_{ux} = \dfrac{125{,}97 \times 10^3}{1000 \times 210}$ = 0,59 Mpa ≤ $\overline{\tau_{ux}}$ = 1,16 Mpa ……. Vérifiée

- Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.1. Vérification à l'E.L.S : [1]

Béton : $\sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tab.III.36. Calcul des Moments à l'ELS

		M_{ser} (kN.m)
Sens x	***Travée***	0.107 × P_{ser}=0.107×146,79 = 15,70
	Appuis	0.5*M_t = 0.5×15,70 = 7,85
Sens y	***travée***	0.107 × P_{ser}=0.107×146,79 = 15,70
	appuis	0.5*M_t = 0.5×15,70 = 7,85

➢ **Détermination de la valeur de « y »**

$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

Moment d'inertie : $I = \dfrac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

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

Tab.II.37. Vérification à l'ELS

		M_{ser} (Kn.m)	***A_s (cm^2)***	***Y (cm)***	***I (cm^4)***	***σ_{bc} (MPa)***	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	***travée***	29,86	4,52	4,82	23744	6,06	**OUI**
	appuis	14,93	4,52	4,82	23744	3,03	**OUI**
Sens y	***travée***	29,86	4,52	4.70	21474,54	6,53	**OUI**
	appuis	14,93	4,52	4.70	21474,54	3,26	**OUI**

IV.3.2. Vérification de la flèche [1]

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

- $\frac{h}{Lx} = \frac{25}{190} = 0,13 \geq \frac{1}{27} = 0,037$ à $\frac{1}{35} = 0,028$ ……vérifiée
- $\frac{h}{Lx} = 0,13 \geq \frac{Mt}{20Mx} = \frac{29,86}{20(29,86)} = 0,05$……vérifiée
- $\frac{Aadop}{b.d} = \frac{4,52}{100.22} = 2,05.10^{-3} \leq \frac{2}{fe} = 0,005$ ……. vérifiée

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

IV.3.2. Vérification de poinçonnement [1]

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u= 125 KN , γ_b = 1.5 , f_{cj} = 25 MPa ,

h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

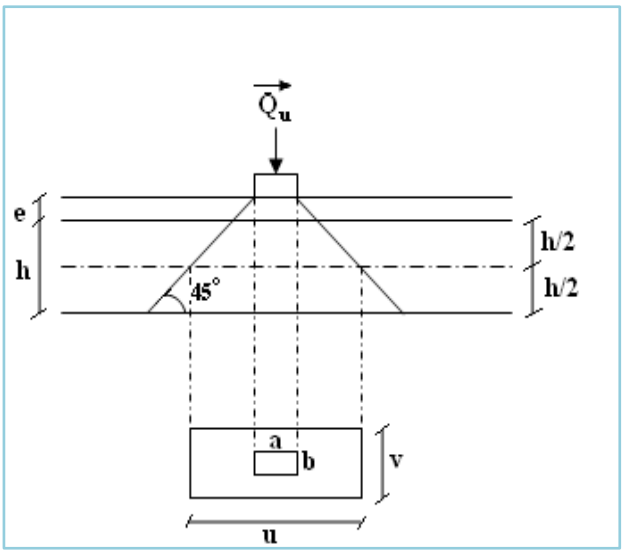


Fig.III.23. Schéma caractéristique du poinçonnement

Q_u = 125 KN < 0.045 x Uc x h x ($fc28/\gamma b$) =187.5 KN…… Vérifiée

V. Plancher à corps creux

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur **20cm** avec une dalle de compression de **5cm**.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur de 20 cm. Il est de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression en béton de 5 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).Ayant pour but :
    - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
    - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
    - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

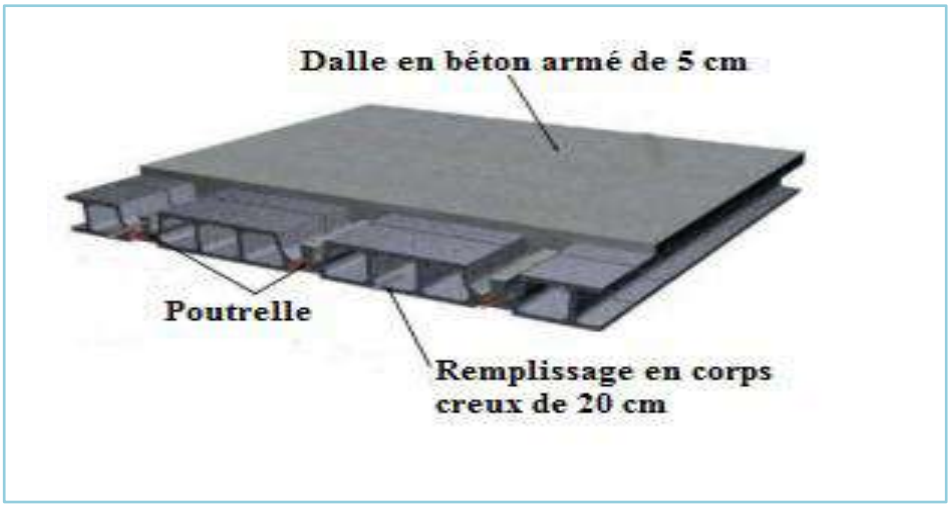


Fig.III.24. Plancher à corps creux (20+5)

V.I. La dalle de compression [2] ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treilles soudés donc on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

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

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

  20 cm **[2]**

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

  33 cm **[2]**

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

$$At \geq 0.02 \times L \times \frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} \quad \textbf{[2]}$$

Avec :

- ***L*** : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- ***fe*** : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

  $50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_t \geq 0.476\ cm^2/m.l$

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

$$A_l \geq \frac{At}{2} = 0.238\ cm^2/m.l \quad \textbf{[2]}$$

Conclusion

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de maille (20×20)cm², avec :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.

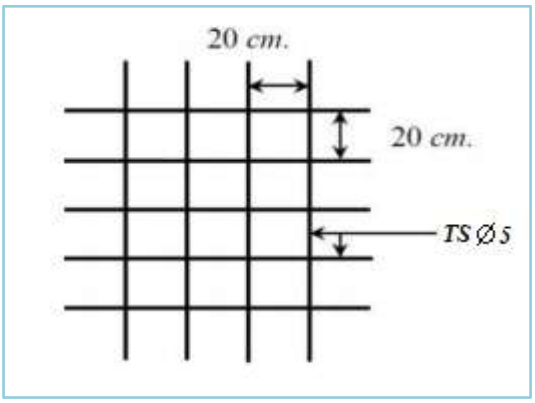


Fig.III.25. Disposition des armatures de la table de compression

V.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives, la surface revenant à chaque poutrelle est $S = 0{,}65 \times L$, elles sont disposées dans le sens non porteur.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression.
- Après coulage de la dalle de compression.

V.2.a. Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en **flexion simple**, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier dont l'intensité est la plus grande de *1 kN* ou *(0.5×L) kN*

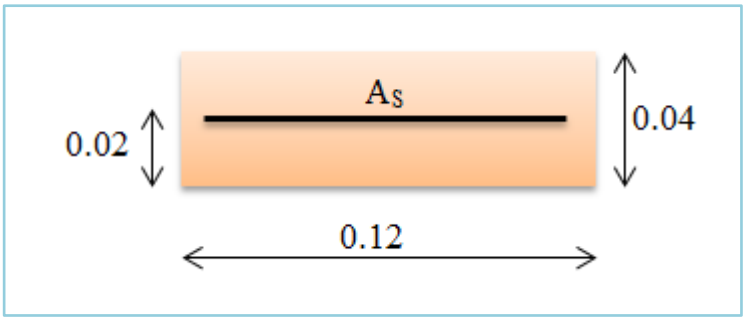


Fig.III.26. Dimensions de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de (12×4) cm² :

Tab.III.38. Les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	*Q (kN)*	*G (kN/ml)*	
5.40	2.70	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12×0.04×25 = 0.12	0.65×1 = 0.65
		0.77	

➢ **Calcul des moments à l'ELU**

Tab.III.39. Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 2.80$	$\frac{QL}{4} = 3.64$	$1.35M_G+1.5M_Q= 9.24$

Donc : $\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}*b*d^2} = \frac{9.24*10^6}{14.2*120*25^2} = \mathbf{8.67} \gg \mu_l = 0.392$

Cette valeur de **μ** sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

➢ **Calcul des étaiements**

$f_G = \frac{5*P_G*L^{4}*}{384*E*I}$; $f_Q = \frac{P_Q*L^3}{48*E*I}$

$\overline{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm *pour L> 5m*

$\overline{f} = \frac{L}{500}$ *pour L< 5m*

Tab.III.40. Détermination du nombre d'étaiements

Nombre d'étaiement	G(KN /ml)	Q(KN)	L(m)	f_G(mm)	f_Q(mm)	$f=f_G+f_Q$	$\overline{f}$(mm)	$f < \overline{f}$
0	0 .77	2.70	5400	414	430.10^{-3}	414.41	10.8	**C.NV**
1			2700	25.89	$53.78.10^{-3}$	25.94	5.40	**C.NV**
2			1800	5.11	$15.93.10^{-3}$	5.12	3.6	**C.NV**
3			1350	1.61	$6.72.10^{-3}$	1.61	2.7	**C.V**

Donc on doit disposer trois (03) étaiements

V.2.b. Après coulage de la dalle de compression

- **Choix de la méthode**

  Les moments en travées et aux appuis ainsi que les efforts tranchant seront déterminés par l'une des méthodes suivantes :

  -Méthode forfaitaire.

  -Méthode des trois moments.

  -Méthode de Caquot.

Le rapport entre les portés successifs est compris entre 0.8 et 1.25 pour tout type des poutrelles, donc la méthode forfaitaire est applicable.

- **La méthode forfaitaire**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

Exposé de la méthode

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} :$$

$$1)M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max}\begin{cases}1.05M_0\\(1+0.3\alpha)M_0\end{cases}$$

$$2)M_t \geq M_{Max}\begin{cases}\frac{(1,2+0.3\alpha)}{2}M_0 \text{ Si la travée est de rive}\\\frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire}\end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases}M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées}\\M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.}\\M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.}\\M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis de rive}\end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée. M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche. M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique$=\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Sollicitations de calcul

Tab.III.41. Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	*G (KN/m)*	*Q (KN/m)*	P_u	P_{ser}
Terrasse	6.69*0.65=4.34	1*0.65=0.65	6.76	4.99
Courant	6.50*0.65=4.22	2.5*0.65=1.62	8.08	5.84

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher courant ayant la plus grande Sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Notre structure comporte trois types de poutrelles :

- Poutrelle à une seule travée.
- Poutrelle à trois (03) travées.
- Poutrelle à quatre (04) travées.

❖ ***Poutrelle a une seul travée***

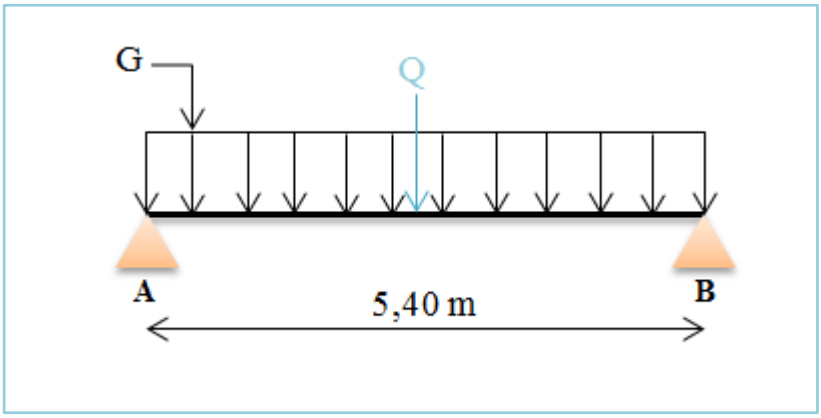


Fig.III.27. Poutrelle à une seule travée

Détermination des sollicitations

Tab.III.42. Les différentes sollicitations à L'ELU

Travée	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_W(KN.m)	T_e(KN.m)
AB	29.45	27.68	-6.92	-6.92	-25.85	-25.85

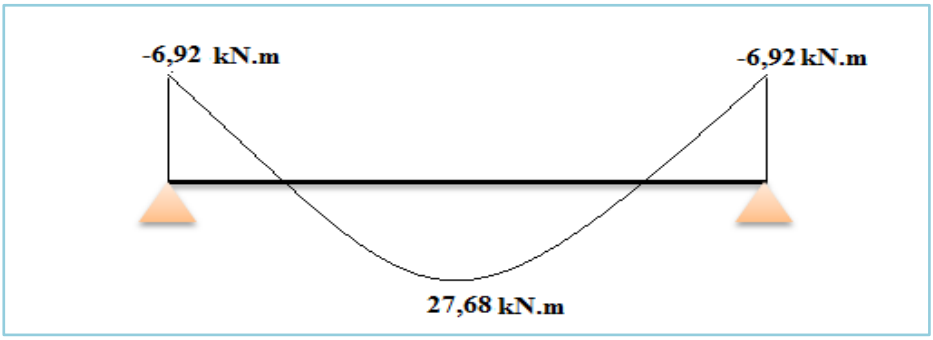


Fig.III.28. Diagramme des moments à (ELU)

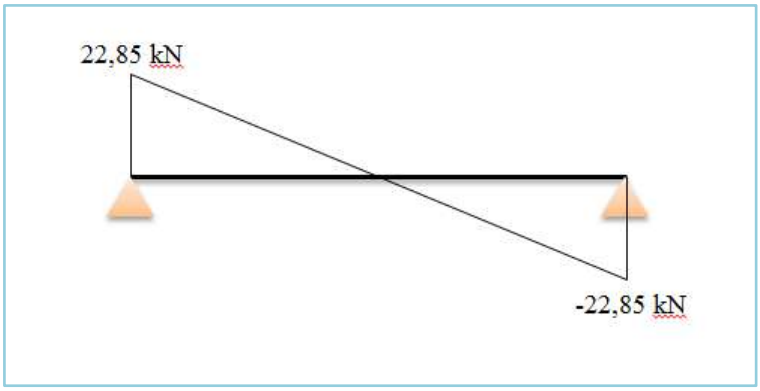


Fig.III.29. Diagramme des efforts tranchant à (ELU)

Tab.III.43. Les différentes sollicitations à L'ELS

Travée	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)
AB	21.28	19.98	-4.99	-4.99

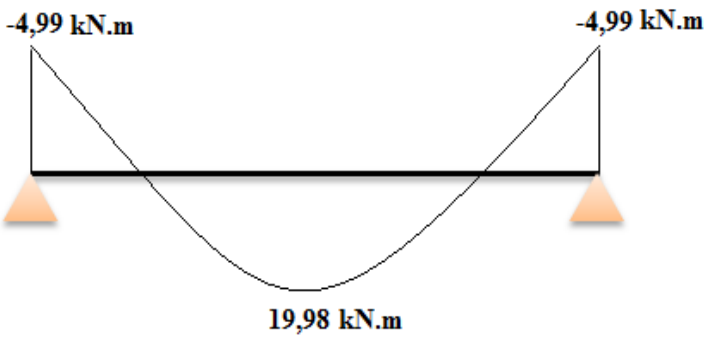


Fig.III.30. Diagramme des moments à (ELS)

❖ ***Poutrelle à trois travées***

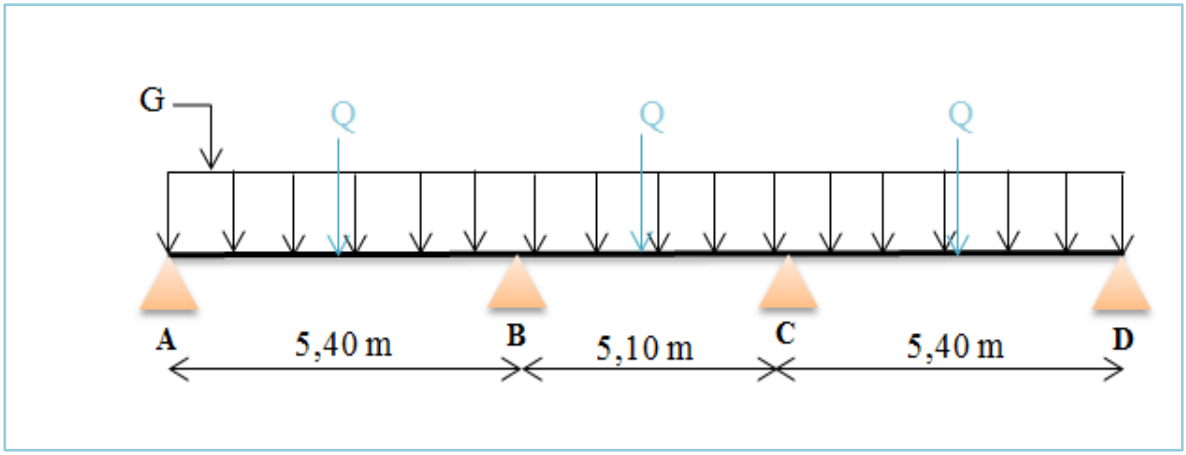


Fig.III.31. Poutrelle à trois (03) travées

Détermination des sollicitations

Tab.III.44. Les différentes sollicitations à L'ELU

Travée	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_W(KN.m)	T_e(KN.m)
AB	29.45	17.81	-4.45	-27.54	-20.74	30.95
BC	26.27	6.20	-27.54	-22.24	-25.46	23.37
CD	23.27	14.05	-22.24	-3.51	-27.61	18.34

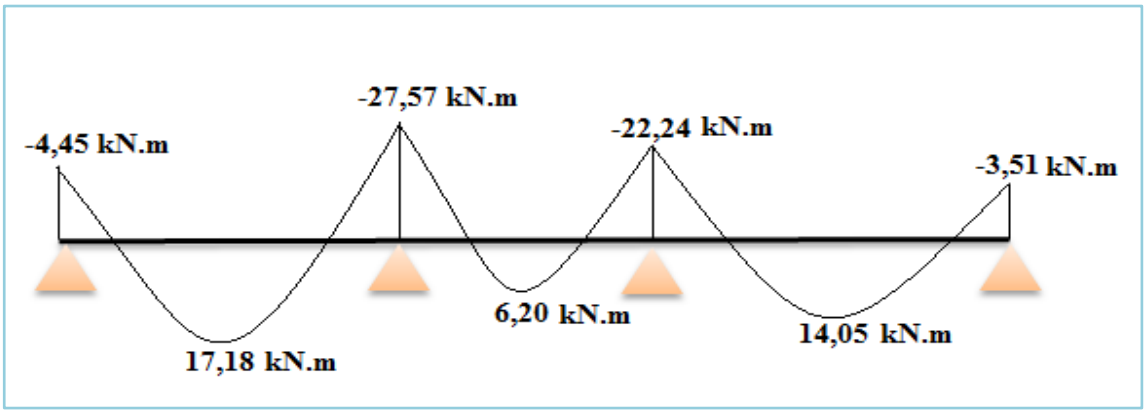


Fig.III.32. Diagramme des moments à (ELU)

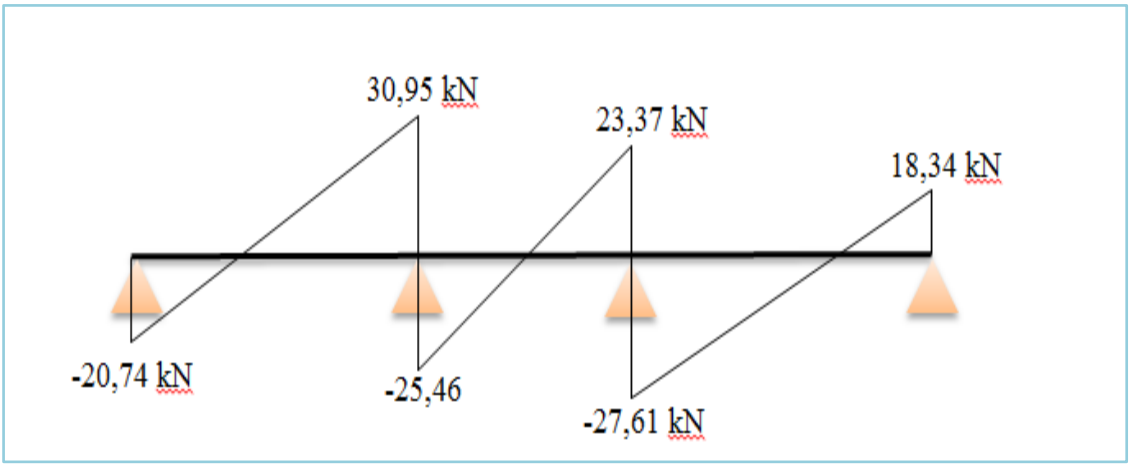


Fig.III.33. Diagramme des efforts tranchant à (ELU)

Tab.III.45. Les différentes sollicitations à L'ELS

Travée	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_W(KN.m)	T_e(KN.m)
AB	21.28	12.86	-3.21	-19.90	-20.74	30.95
BC	18.98	4.48	-19.90	-16.06	-25.46	23.37
CD	16.81	10.15	-16.06	-2.53	-27.61	18.34

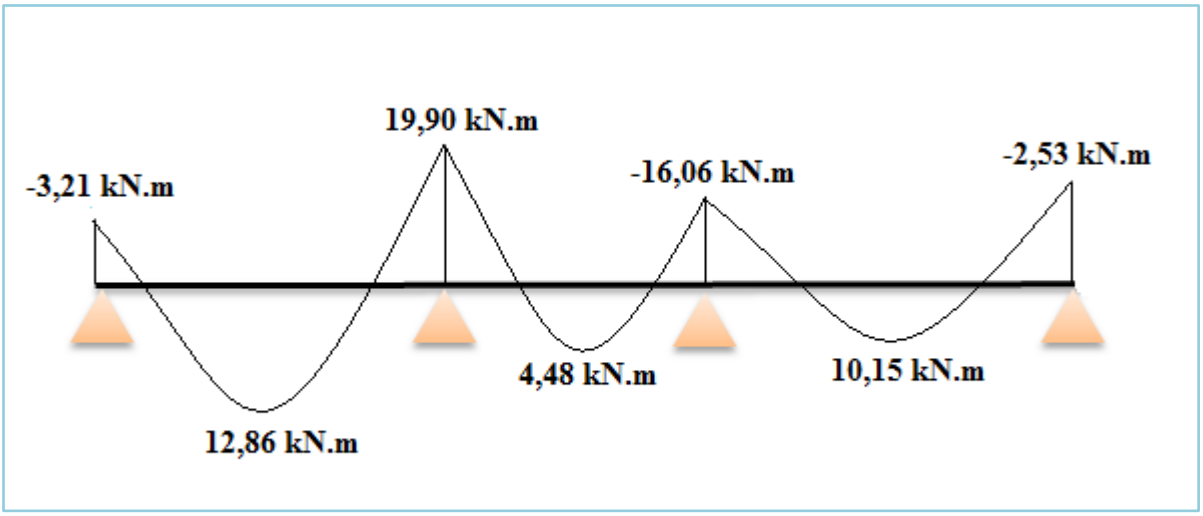


Fig.III.34. Diagramme des moments à (ELS)

❖ ***Poutrelle à quatre travées***

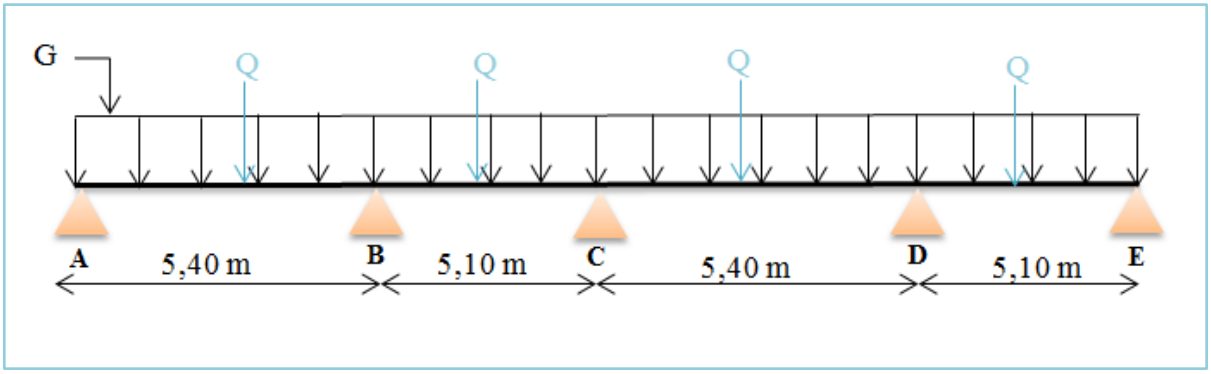


Fig.III.35. Poutrelle à quatre travées

Tab.III.46. Les différentes sollicitations à L'ELU

Travée	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_W(KN.m)	T_e(KN.m)
AB	29.45	17.37	-4.34	-29.11	-20.46	31.24
BC	26.27	9.02	-29.11	-15.80	-27.02	21.80
CD	23.27	6.94	-15.80	-25.46	-20.97	24.99
DE	26.27	15.64	-25.46	-3.91	-29.40	19.42

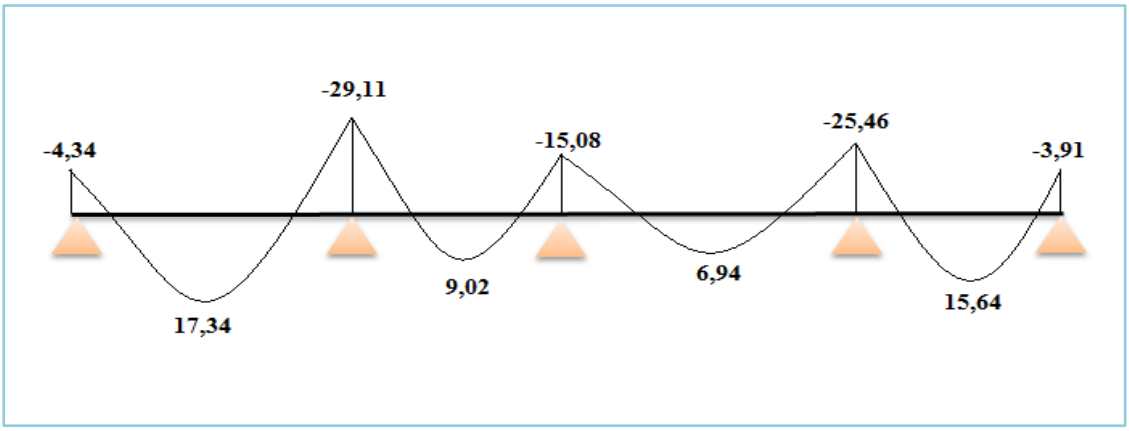
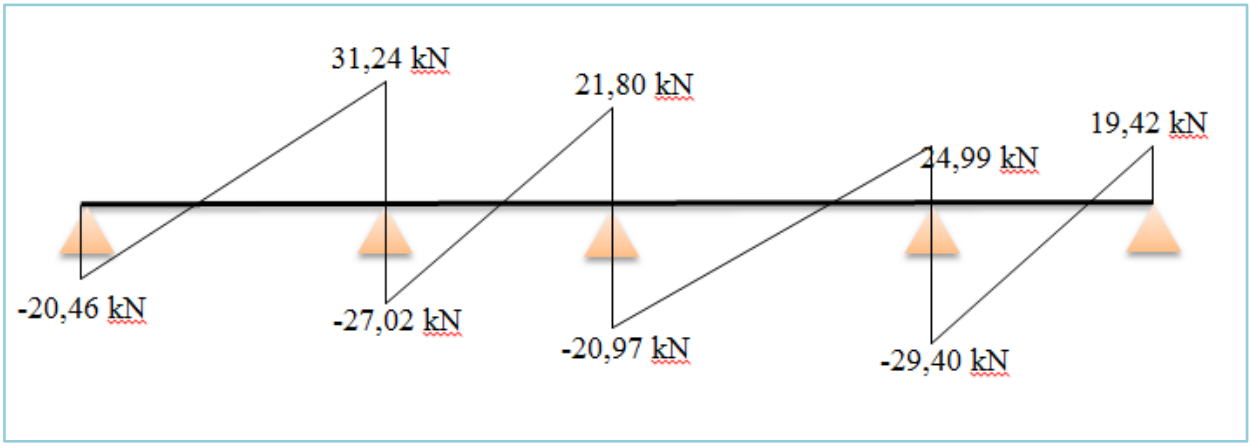


Fig.III.36. Diagramme des moments à (ELU)



FigIII.37. Diagramme des efforts tranchant à (ELU)

Tab.III.46. Les différentes sollicitations à L'ELS

Travée	M_0(KN.m)	M_t(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	T_W(KN.m)	T_e(KN.m)
AB	21.28	12.54	-3.13	-21.01	-20.46	31.24
BC	18.98	6.51	-21.01	11.41	-27.02	21.80
CD	16.81	5.01	-11.41	-18.38	-20.97	24.99
DE	18.98	11.29	-18.38	-2.82	-29.40	19.42

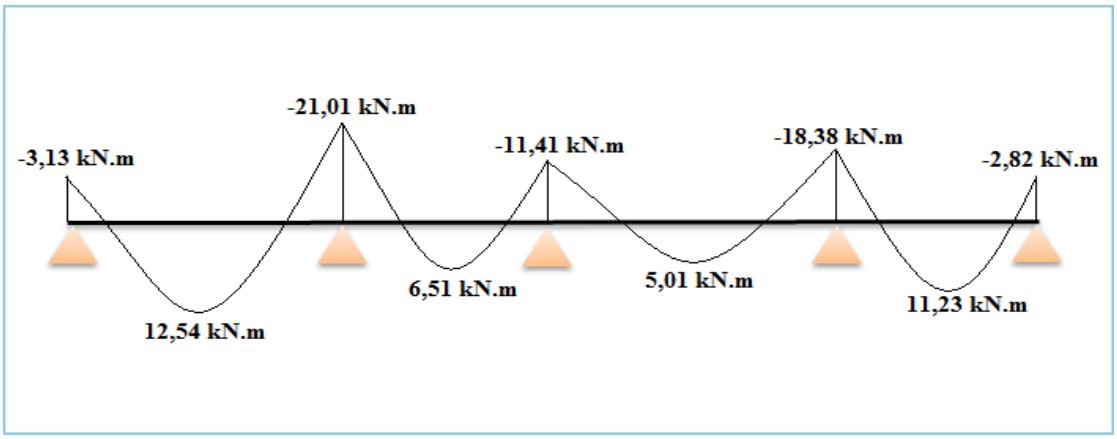


Fig.III.38. Diagramme des moments à (ELS)

➢ **Récapitulation**

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

Tab.III.47. Récapitulation des sollicitations

	ELU			*ELS*	
	M_{app} (KN .m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)	M_{app} (KN.m)	M_t (KN.m)
SOLLICITATIONS	29.11	27.68	31.24	21.01	19.98
REFERENCE	Poutrelle à quatre travées	Poutrelle à une seule travée	Poutrelle à quatre travées	Poutrelle à quatre travées	Poutrelle à une seule travée

➢ **Calcul du ferraillage**

- ***Armatures longitudinales***

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

➢ Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

➢ Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

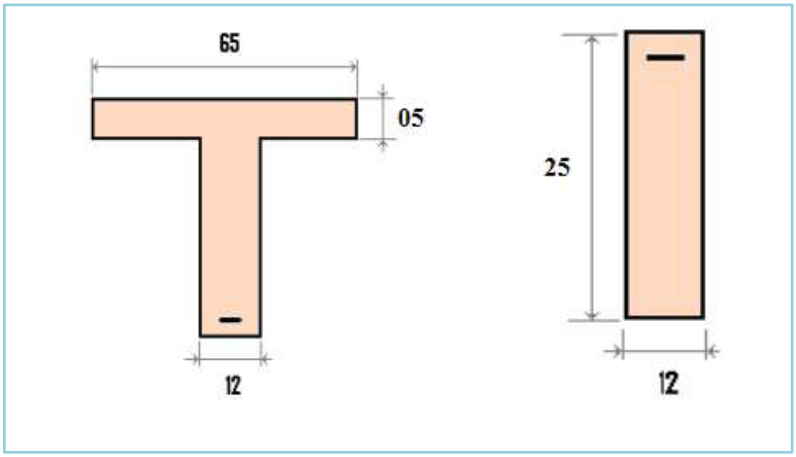


Fig.III.39. Dimensions des poutrelles

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tab.III.48. Calcul de ferraillage

		En travée section T :	***Aux appuis section rectangulaire :***
ELU	M_u**(KN.m)**	27.68	29.11
	M_0**(KN.m)**	$M_0=\overline{\sigma_b}*h_0*\sigma_b$adm*(d-($h_0$ /2))=109.68 $M_0>M_u$l'axe neutre appartient à la table ⇒Section rectangulaire	/
	μ	0,045	0,047
	μ_l	0,392	0,392
	μ<μ_l	***OUI***	***OUI***
	β	0,977	0,975
	A(cm^2)	3,60	3,80
	Le choix(cm^2)	***2T12+1T14=3.80***	***1T14+1T16=3.55***
	B/1000	1,62	0,30
	A≥B/1000	***OUI***	***OUI***
ELS	M_{ser}**(KN.m)**	19.98	-21,01
	$\sigma_{b\text{adm}}$**(Mpa)**	15	15
	Y_1**(cm)**	4,15	8,84
	I_G**(cm^4)**	2,31 .10^4	1,63 10^4
	K(N/cm^3)	0,08	0,12
	$\sigma_{b\text{(MPa)}}$	0,35	1,13
	$\sigma_b<\sigma_{b\text{adm}}$	***Ok***	***Ok***

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

Tab.III.49. Choix final des armatures longitudinales

	En travée	***Aux appuis***
Section d'armature	2T12+1T14 =3,88	1T14+1T16 =3,55

- ***Armatures transversales***

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Espacement S_t**

$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases}$ =(20.70;40 cm) [**A. 1. 2. 2. 2**]

Donc: St=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t**

$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}$ = {7.14;12;12}(mm)

On adopte $\phi_t \leq 7.14$ on prend : ϕ_t=6.00 mm $\Rightarrow \frac{\pi*\phi_t^2}{4}$=28.26 mm²

a_t : section d'une barre n_t: nombre des barres

a_t=0.19 cm² et n_t =2

➔ $A_t = a_t * n_t$ =0.56 cm².

- **Section minimale d'armature transversale**

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4$ Mpa $\Rightarrow \frac{56*400}{120*200}$=0.93 > 0.94 **Condition Vérifiée**

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 * K * f_{t28}}{0.9 * f_e * [cos\alpha + sin\alpha]}\right)$$

$\frac{56}{120*150}$=0.0031 > 0.0013 **Condition Vérifiée**

$A_t = 0.56 \geq A_{t_{min}} = \frac{0.4*b_0*S_t}{f_e} = 0.18$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

Tab.III.50. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	***espacement***
2ϕ6	15cm

- **Vérification au cisaillement**

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0*d} = \frac{31.24.10^3}{120\times230} = 1.13$ Mpa

$\overline{\tau_u}$=Min[(0.2×f_{c28})/γ_b =(0.2×25)/1.5= ***3.33MPa*** ; ***5MPa***]

1.13<3.33 **Condition vérifiée**

- **Vérification au voisinage de l'appui**

Appui de rive :

$\frac{2*\tau_u}{b_0*a} \leq \frac{0.8*f_{c28}}{\gamma_b}$

$\tau_u \leq 0.4 * a * b_0 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

a =Min$[b-2-c; 0.9d]$=20.70

τ_u=$31.24.10^6 \leq 0.4*20.70*120*\frac{25}{1.5}$

$31.24.10^6 \leq 31.24.10^6$ **Condition vérifiée**

Appui de rive :

$|M_u|$>0.9*τ_u*d

$27.68 > 0.9 * 31.24 * 20.7.10^{-2}$=5.82 **Condition vérifiée**

- **Vérifications préliminaires de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tab.III.51 . Vérification de la flèche

$\mathbf{1}^{er}$ condition	$\mathbf{2}^{éme}$ condition	$\mathbf{3}^{éme}$ condition
$\frac{H}{L} > \frac{1}{22.5}$	$\frac{H}{L} > \frac{M_t}{15M_0}$	$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
$\frac{25}{540}$=0.046>0.044	$0.046 > \frac{27.68}{15*109.68}$	$\frac{3.8}{12*20.7} = 0.015 > \frac{3.6}{400}$=0.009
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**	**Condition non vérifiée**

Donc le calcul de la flèche est nécessaire :

Calcul de la flèche

L=5.40m >5m⇒ $\bar{f}$=0.5 cm+1/1000

=0.501cm

=**5.01mm**

M_{ser}=19.98 KN.m $\rho=\frac{A}{b_0*d}=\frac{3.80}{12*23}=0.013 \Rightarrow \beta =$**0.980**

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta * d * A} = \frac{19.98 . 10^6}{0.980 * 230 * 3800} = \mathbf{23.32MPa}$$

μ=1-$\frac{1.75*f_{t28}}{4*\rho\sigma_s+f_{t28}}$=1-$\frac{1.75*2.1}{4*0.013*23.32+2.1}$=**0.913**

$\lambda_i = \frac{0.05*f_{t28}}{\left(2+3*\frac{b_0}{b}\right)\rho}=\frac{0.05*2.1}{\left(2+3*\frac{12}{65}\right)0.013}$=**8.75**

$\lambda_v=\frac{2}{5}\lambda_i$=3.5

Détermination de l'axe neutre :

$$y_g = \frac{h_0.\frac{b.h_0}{2} + b_0(h-h_0)\left(\frac{h-h_0}{2}+h_0\right) + nA_s d}{h_0 b + b_0(h-h_0) + nA_s}$$

$$y_g = \frac{5\left(\frac{65\times 5}{2}\right) + 12(25-5)\left(\frac{25-5}{2}+5\right) + 15(3.80\times 23)}{5\times 65 + 12(25-5) + 15\times 3.80}$$

$y_g =$ **9.20cm**

Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = \frac{b{h_0}^3}{12} + b.h_0\left(y-\frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{b_0(h-h_0)^3}{12} + b_0(h-h_0)\left(\frac{h-h_0}{2}-y\right)^2 + 15A(d-y)^2$$

$$I_0 = \frac{65\times 5^3}{12} + 65\times 5\left(9.20-\frac{5}{2}\right)^2 + \frac{12(65-5)^3}{12} + 12(65-5)\left(\frac{65-5}{2}-9.20\right)^2 + 15 \times 3.80\times(23-9.20)^2$$

$I_0 =$ $\mathbf{5.53.10^5\ cm^4}$

Moment d'inertie fictif :

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 1.1 \times \frac{5.53.10^5}{1+3.5\times 0.913} = \mathbf{1.31.10^5\ cm^4}$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} = 1.1 \times \frac{5.53.10^5}{1+8.75\times 0.913} = \mathbf{6.15.10^4\ cm^4}$$

E_i= 32164,19 MPa, E_v = 10818,86 MPa

Déformation instantanée de longue durée :

$$f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = \frac{19.98.10^6 \times (5400)^2}{10 \times 32164{,}19 \times 6.15.10^8} = \mathbf{2.94mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v.I_{fv}} = \frac{19.98.10^6 \times (5400)^2}{10 \times 10818{,}86 \times 1.31.10^9} = \mathbf{4.11mm}$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 4.11 - 2.94 = \mathbf{1.17}\boldsymbol{mm}$$

$$\Delta f = \mathbf{1.17mm} < \bar{f} = \mathbf{5.01mm}$$

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

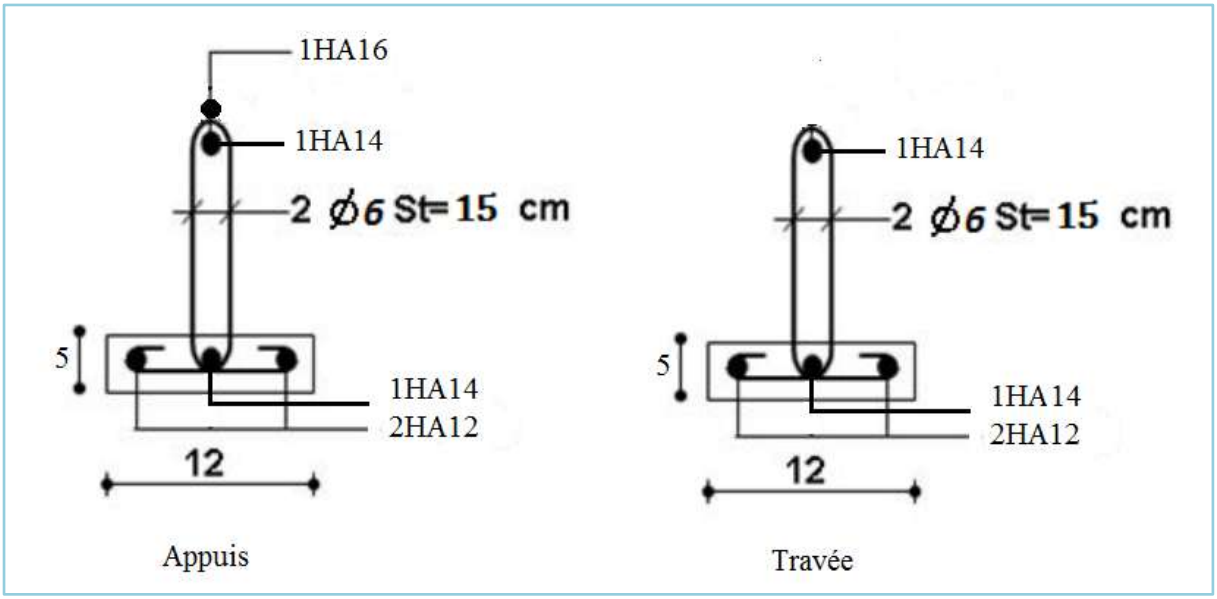


Fig.III.40. Disposition des armatures

4



Etude dynamique

I. Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux.

C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyse. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile.

Pour notre étude on a choisi le logiciel ***« SAP2000 version 15 »***

II. Choix de la méthode

D'après le « RPA99 version 2003 » : Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La régularité en plan de notre structure est non vérifiée, et sa hauteur est supérieure à 30m, se qui confirme que la méthode statique équivalente est non applicable

La méthode de calcul choisie est la méthode d'analyse modale spectrale.

Toutefois, la méthode statique équivalente sera utilisée uniquement pour la vérification de la condition du « RPA99 version 2003 » :

$$V \text{ (dynamique)} > 80\% \, V \text{ (statique)}$$

II.1. Méthode d'analyse modale spectrale

II.1.1. 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 efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

II.1.2. Spectre de réponse de calcul

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

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

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone

g : Accélération de la pesanteur

L'ouvrage est classé dans le « groupe 2 », ouvrage courant d'importance moyenne situé dans la « zone sismique II_b »

Donc :

A= 0,20 [RPA : Tab.4.1]

$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0{,}7$ (Facteur de correction d'amortissement)

Avec : $\xi = 7\%$ (pourcentage d'amortissement critique) [RPA : Tab.4.2]

Donc : $\eta = 0{,}882$

❖ ***Facteur de qualité***

Tab.VI.1. Facteur de qualité

Critère	*Suivant x*		*Suivant y*	
	Observé	*Valeur*	*Observé*	*Valeur*
-Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
-Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
-Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
-Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
-Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
-Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10	Non	0,10

$Q = (1+ \Sigma^{6} P_q)$ donc **:** **Q = 1,20** (Tab.4.4)

On a :

R : coefficient de comportement de la structure : il est en fonction de système de contreventement, ***R=5***

T : période caractéristique

associées à la catégorie de site

(Tab .4.7)

Notre site est ***un site ferme*** (S_2)

donc : $\begin{cases} T_1 = 0{,}15\ s \\ T_2 = 0{,}40\ s \end{cases}$

β : coefficient de pondération,

fonction de la nature et de la durée

de la charge d'exploitation

β = 0,40 [RPA : Tab.4.5]

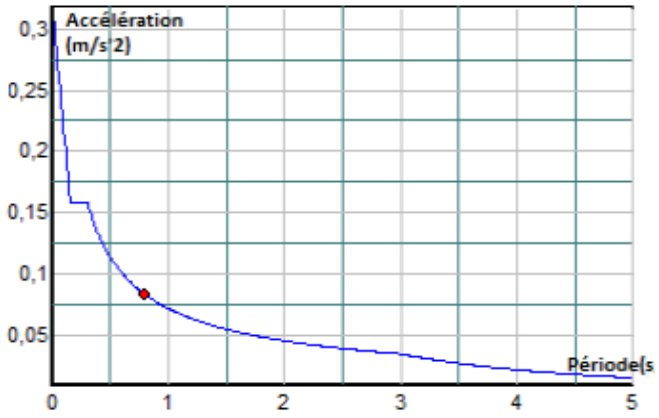


Fig.VI.1. Spectre de réponse

II.2. Etude de la structure

II.2.1. Disposition des voiles

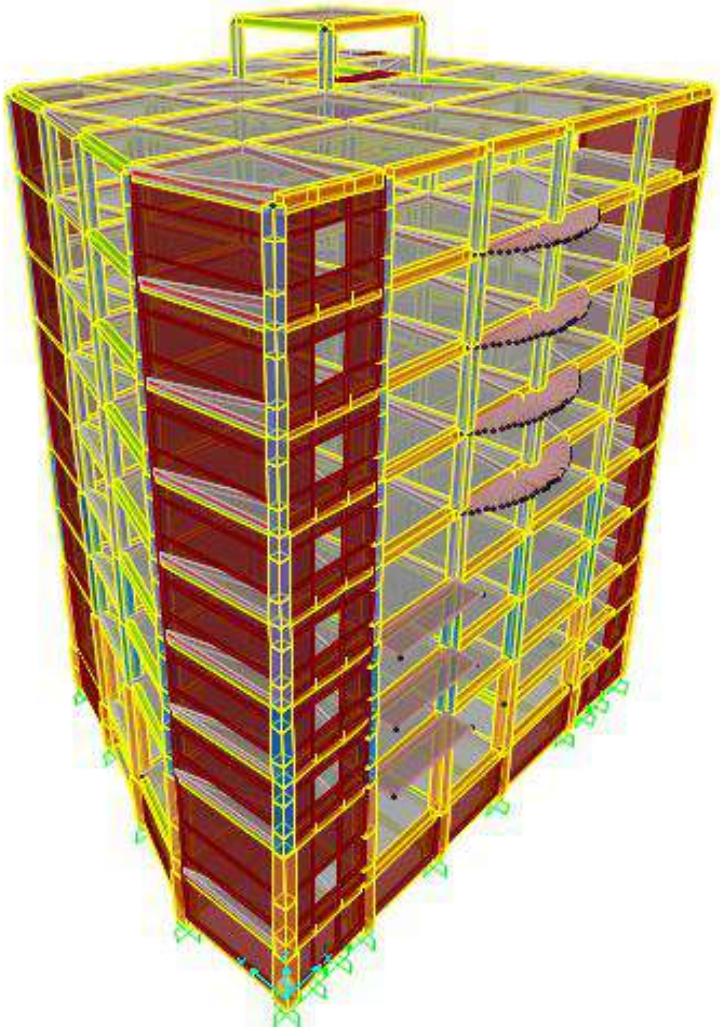


Fig.VI.2. Disposition des voiles vue 3D

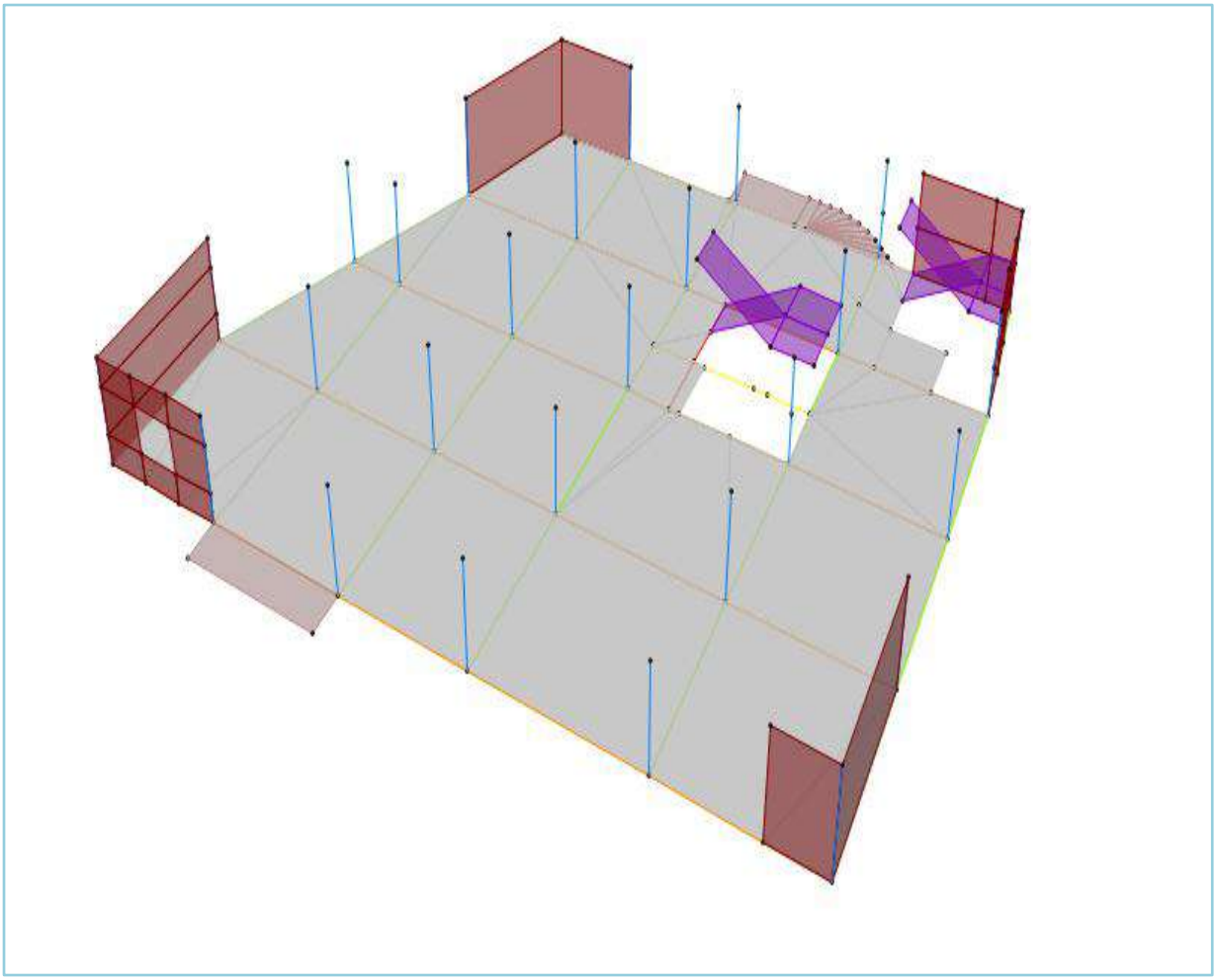


Fig.VI.3. Disposition des voiles au niveau de 1er ,2ème ,3ème et 4ème étage

II.2.2. Caractéristiques géométrique

II.2.2.a. Centre de masse et centre de torsion

1. *Pour le centre de masse :* On choisit convenablement un système d'axes orthonormé à un niveau pour repérer le centre de masse qui est donné par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\Sigma W_i . X_i}{\Sigma W_i} \qquad Y_G = \frac{\Sigma W_i . Y_i}{\Sigma W_i}$$

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

$$X_T = \frac{\Sigma I_{YGi} . X_i}{\Sigma I_{YGi}} \qquad Y_T = \frac{\Sigma I_{XGi} . Y_i}{\Sigma I_{XGi}}$$

Les résultats donnés par « SAP2000 » sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.VI.2. Centre de masse et de torsion

	Centre de torsion		***Centre de Masse***	
Niveau	**X_t (m)**	**Y_t (m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**
2.89	16.55	10.61	14.33	10.66
5.78	23.92	10.43	23.11	11.94
8.67	15.82	10.56	14.33	10.87
12.24	15.83	10.46	14.65	10.88
15.81	15.83	10.46	14.65	10.88
19.38	15.83	10.34	14.65	10.88
22.95	15.84	10.35	14.65	10.88
26.52	15.85	10.22	14.65	10.88
30.09	15.85	10.22	14.70	10.92
33.66	15.85	10.22	14.84	10.74
36.46	18.70	14.40	18.70	14.40

II.2.2.b. Les excentricités

Selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = **28.60 m**

Largeur du bâtiment = **25.67 m**

Excentricité admissible

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = **4.20 m**

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = **3.85 m**

Tab.VI.3. Calcul de l'excentricité totale

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
2.89	2,08	0,14	Ok
5.78	0,73	1,37	Ok
8.67	1,51	0,22	Ok
12.24	1,18	0,42	Ok
15.81	1,18	0,42	Ok
19.38	1,18	0,54	Ok
22.95	1,19	0,53	Ok
26.52	1,12	0,66	Ok
30.09	1,15	0,70	Ok
33.66	1,01	0,52	Ok
36.46	0.00	0.00	Ok

II.2.2. Résultats et vérification aux « RPA99 »

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- **a)** Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- **b)** Vérification de la participation massique
- **c)** Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- **d)** Vérification de la stabilité au renversement
- **e)** Vérification des déplacements
- **f)** Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- **g)** Vérification de l'effort normal réduit à la base

II.2.2.a. Vérification de comportement pour les trois premiers modes

Tab.VI.4. Le comportement des trois premiers modes

Modes	Période (s)	Masse modale U_x (%)	Masse modale U_y (%)	Masse modale R_z (%)	Cas
1	0,76	64,85	0,01	14,09	Translation suivant x
2	0,66	0,00	64,36	32,88	Translation suivant y
3	0,43	0,53	0,33	16,10	Rotation autour de z

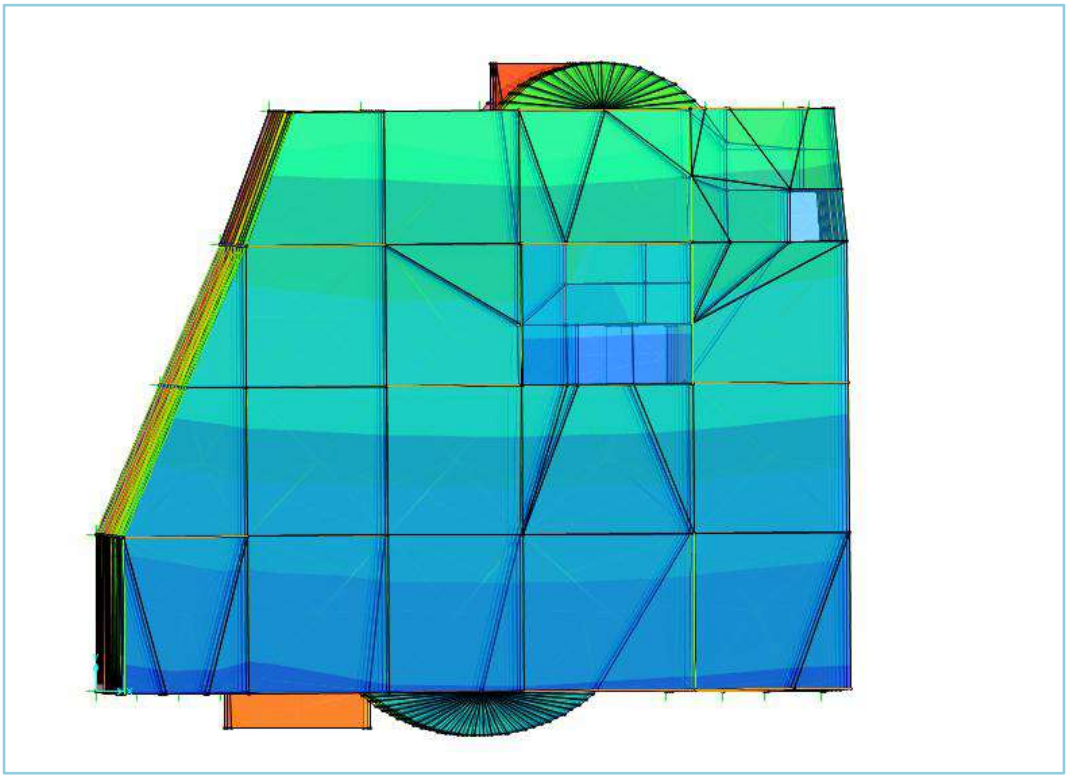


Fig.VI.4. Comportement du 1er mode

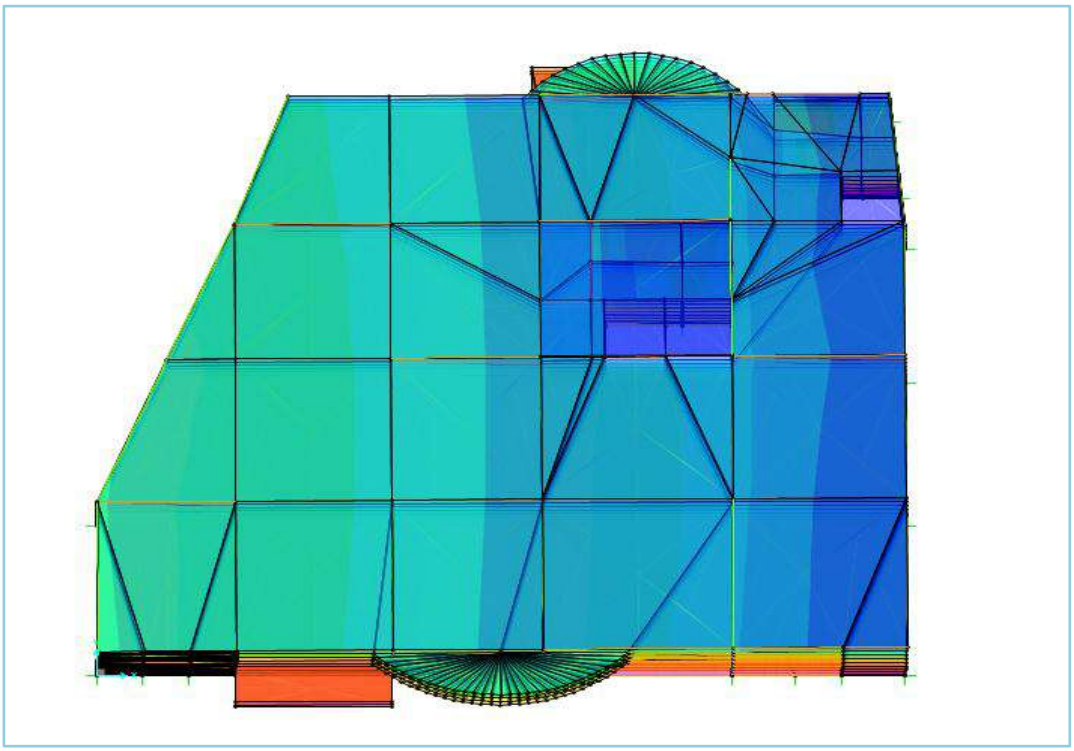


Fig.VI.5. Comportement du 2ème mode

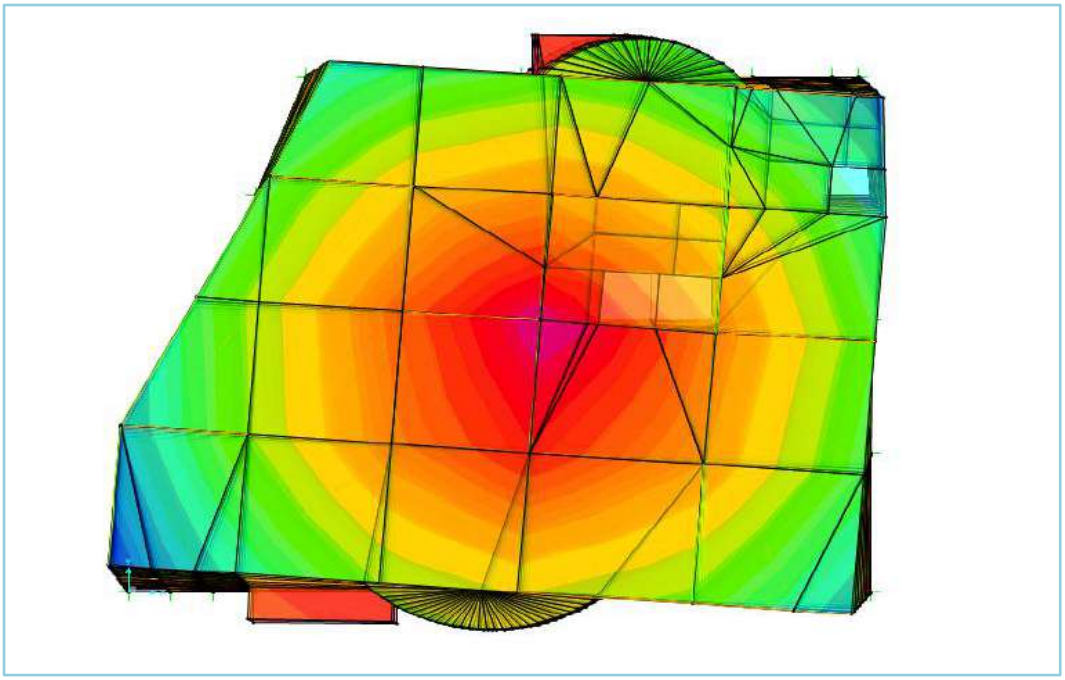


Fig.VI.6. Comportement du 3ème mode

II.2.2.b. Vérification de la participation massique ►► [Art 4.3.4] **◄◄**

1) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
   - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
   - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

2) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0{,}20$ sec
   Ou N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K

Remarque

Notre cas ne vérifié pas la 1ère condition donc on doit vérifier la 2ème condition :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0{,}20 \text{ sec}$$

On a N = 9 donc $K \geq 3\sqrt{9} = 9$; On prend : **K = 9**

Tab.VI.5. La participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens X	Sens Y
1	0,76	64,85	0,01
2	0,66	64,85	64,37
3	0,43	65,39	64,70
4	0,21	81,35	64,75
5	0,17	81,38	83,50
6	0,14	81,38	83,52
7	0,12	81,38	83,80
8	0,12	81,38	83,80
9	0,12	81,72	83,80

II.2.2.c.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ►► [Art 4.3.6] ◄◄

La résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{V_t}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $\mathbf{V_t < 0{,}80.V}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,….) dans le rapport $\mathbf{0.8V/V_t}$.

➢ ***Calcul de la force sismique totale*** ►► [Art 4.2.3] ◄◄

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon les formules:

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R}.W$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R}.W$$

➢ ***Calcul du facteur d'amplification dynamique*** ►► [Art 4.2.3.D] ◄◄

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

Avec : T_1= 0.15s et T_2= 0,40s

Et : T = Min [$C_T h_N {h_N}^{3/4}$, 0,09 $h_N/\sqrt{D}$]

Avec : $\mathbf{C_T}$ (tableau 4.6) = 0,05

$\mathbf{h_N}$: hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

T_X = Min[0,74 , 0,62] = 0,62s

T_Y = Min[0,74 , 0,64] = 0,64s

Donc :

D = 2,5η $(T2 / T)^{\frac{2}{3}}$

D_X = 1,64

D_Y = 1,60

❖ ***Vérification du choix du coefficient de comportement*** ►► [Art 3.4.A] ◄◄

Sa valeur unique est obtenue par le tableau (4.3) du RPA en fonction du système de contreventement et le matériau de construction de la structure.

Pour notre cas, on a pris **R=5**

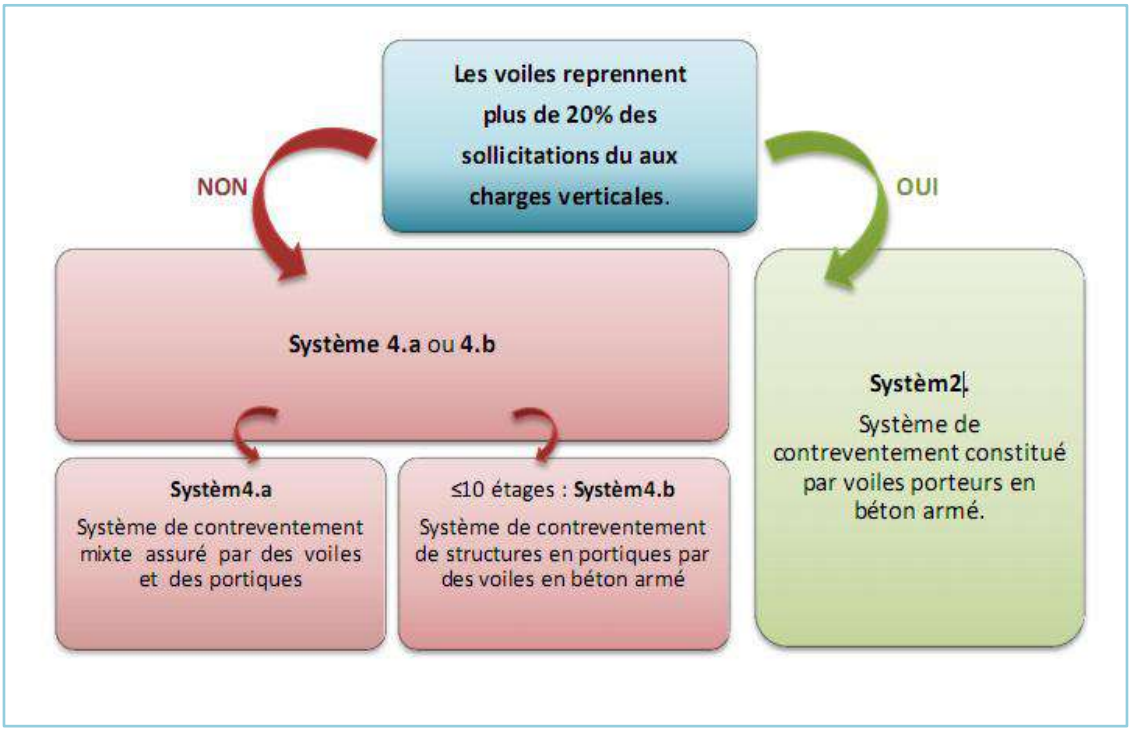


Fig.VI.7. Les pourcentages des sollicitations reprises par les éléments résistants pour R=5

Tab.VI.6. Pourcentage des charges verticales et horizontales

Niveau		Effort normal global	Effort tranchant global	Effort normal repris par les voiles		Effort normale repris par les portiques		Effort tranchant repris par les voiles		Effort tranchant repris par les portiques	
		(KN)	(KN)	(KN)	(%)	(KN)	(%)	(KN)	(%)	(KN)	(%)
SENS X	**2.89**	64826,24	3697,15	10389,94	16,02	54436,29	83,97	3333,20	90,15	363,94	9,84
	5.78	29152,61	1629,55	2933,53	10,06	26219,08	89,93	1141,59	70,05	487,95	29,94
	8.67	56404,78	4078,25	5997,52	10,63	50407,26	89,36	3013,85	73,90	1064,40	26,09
	12.24	45680,15	2517,32	3621,70	7,92	42058,45	92,07	1352,58	53,73	1164,73	46,26
	15.81	38740,84	2470,38	1315,50	7,78	35725,33	92,21	1078,58	43,66	1391,80	56,34
	19.38	31734,27	2168,03	2709,96	8,54	29024,31	91,46	1017,12	46,91	1150,90	53,08
	22.95	25264,96	2016,44	2138,52	8,46	23126,44	91,53	777,54	38,56	1238,89	61,44
	26.52	18615,85	1622,05	1599,94	8,59	17015,90	91,40	713 ,26	43,97	908,79	56,02
	30.09	12987,53	1784,20	1548,83	11,92	11438,70	88,07	913,19	51,18	871,01	48,81
	33.66	6608,34	1397,96	649,75	9,83	5958,58	90,16	512,97	36,69	884,99	63 ,30
	36.46	471,52	93,83	0,00	0,00	471,52	100	0,00	0,00	93,89	100
SENS Y	**2.89**	65911,94	4210,74	11475,64	17,41	54436,29	82,58	3676,91	87,32	533,82	12,67
	5.78	30587,63	2229,20	4368,55	14,28	26219,08	85,71	1950,56	87,50	278,64	12,50
	8.67	58740,79	4096,25	8333,53	14,18	50407,26	85,81	3540,11	86,42	556,13	13,57
	12.24	50291,25	3851,24	8232,80	16,37	42058,45	83,63	3194,21	82,94	657,03	17,06
	15.81	41105,95	3522,15	5380,61	13,09	35725,33	86,91	2728,92	77,47	793,23	22,52
	19.38	35210,95	3166,15	6186,64	17,57	29024,31	82,43	2509,92	79,27	656,22	20,72
	22.95	28025,47	2768,72	4899,02	17,48	23126,44	82,15	2052,66	74,13	716,05	25,86
	26.52	19940,85	2353,40	2924,94	14,66	17015,90	85,33	1817,64	77,23	535,76	22,76
	30.09	13813,85	1753,82	2375,14	17,19	11438,70	82,80	1226,89	69,95	526,92	30,04
	33.66	7002,85	1147,88	1044,26	14,91	5958,58	85,08	596,35	49,60	578 ,52	50,39
	36.46	471,52	96,79	0,00	0,00	471,52	100	0,00	0,00	96,79	100

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent moins de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales, et que les portiques reprennent outre les sollicitations dues aux charges verticales, mais aussi plus de **25%** de l'effort tranchant d'étage, Donc le système choisis est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interactions portiques- voiles qui a une valeur de coefficient de comportement **« R=5 »**.

Remarque

on remarque qu'à quelques niveaux les portiques n'ont pas repris plus de 25% des sollicitations dues aux charges verticales, c'est pour cela on doit multiplier en ferraillant les valeurs des moments de ces niveaux à un rapport qui égale 25% sur le pourcentage médiocre.

- *Calcul de la force sismique*

Tab.VI.7. Calcul de la force sismique

A	D_X	D_Y	Q_X	Q_Y	R	W_i (KN)	V_X(KN)	V_Y(KN)
0.20	1,64	1,60	1,2	1,2	5	69217,75	5448,82	5315,92

Tab.VI.8. Vérification de la résultante des forces sismiques calculées

	Vt(KN)	V(KN)	0,8V	$V_t \geq 0,8V$	$0,8V/V_t$
X	4380,24	5448,82	4359,05	Oui	1,02
Y	4278,24	5315,92	4252,73	Oui	0,91

II.2.2.d. d) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à :

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

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 : $M_{tx} = X_G . W_i$, $M_{tY} = Y_G . W_i$

Avec :

X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

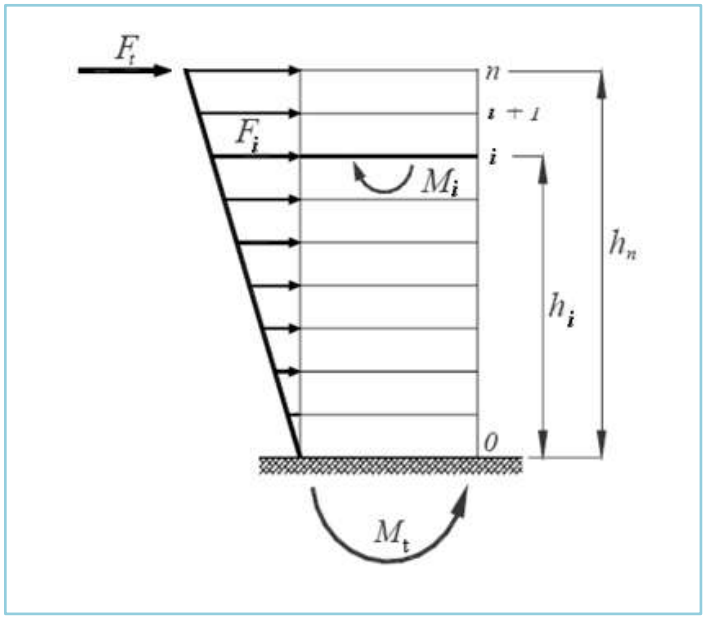


Fig.VI.8. La force agissante sur la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : ►► *[Art 4.2.5]* ◄◄

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

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

On a : $T_X = 0.62s > 0{,}70\ s$

$T_Y = 0{,}64s > 0{,}70\ s$

Donc $F_t = 0$

Alors

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i\, h_i}{\sum_{j-1}^{n} W_J \;\; h_j} \right) V_X$$

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i\, h_i}{\sum_{j-1}^{n} W_J \;\; h_j} \right) V_Y$$

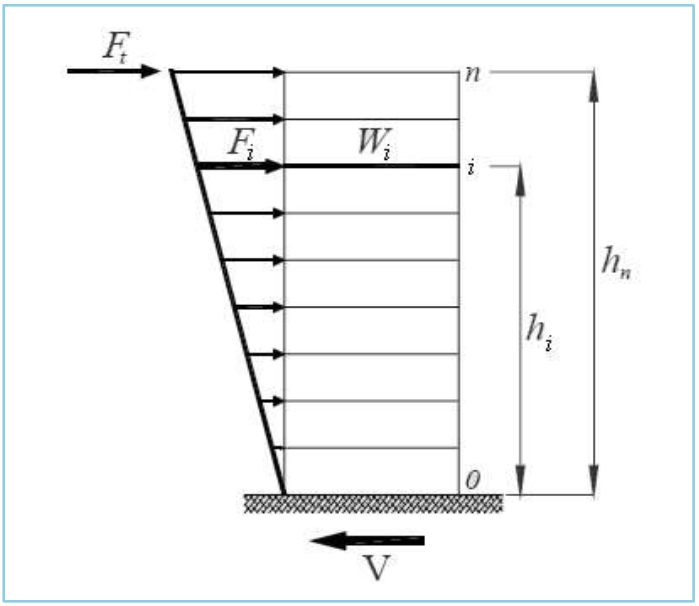


Fig.VI.9. Distribution des forces sismiques

- **Moment de renversement**

Suivant X : V_X = 5448,82 KN

Tab.VI.9. Calcul des forces sismiques et des moments de renversement

h_i	W_i(KN)	F_{iX}(KN)	M_{RX}(KN.m)
2.89	7738,96	99,32	287,04
5.78	2650,61	68,04	393,25
8.67	7464,43	287,40	2491,73
12.24	7148,31	388,55	4755,89
15.81	7094,94	498,13	7875,50
19.38	7041,08	605,98	11743,91
22.95	6992,79	712,69	16356,17
26.52	6944,06	817,81	21688,34
30.09	6971,39	931,55	28030,41
33.66	6251,55	934,47	31454,42
36.46	418,60	67,78	2471,15
Somme			***127547,81***

Suivant Y : V_Y = 5315,92 KN

Tab.VI.10. Calcul des forces sismiques et des moments de renversement

h_i (m)	W_i(KN)	F_{iY}(KN)	M_{RY}(KN.m)
2.89	7738,96	96,78	279,70
5.78	2650,61	66,30	383,19
8.67	7464,43	280,05	2427,99
12.24	7148,31	378,61	4634,25
15.81	7094,94	485,39	7674,06
19.38	7041,08	590,48	11443,52
22.95	6992,79	694,46	15937,81
26.52	6944,06	796,89	21133,59
30.09	6971,39	907,73	27313,45
33.66	6251,55	910,57	30649,88
36.46	418,60	66,04	2407,94
Somme			***124285,39***

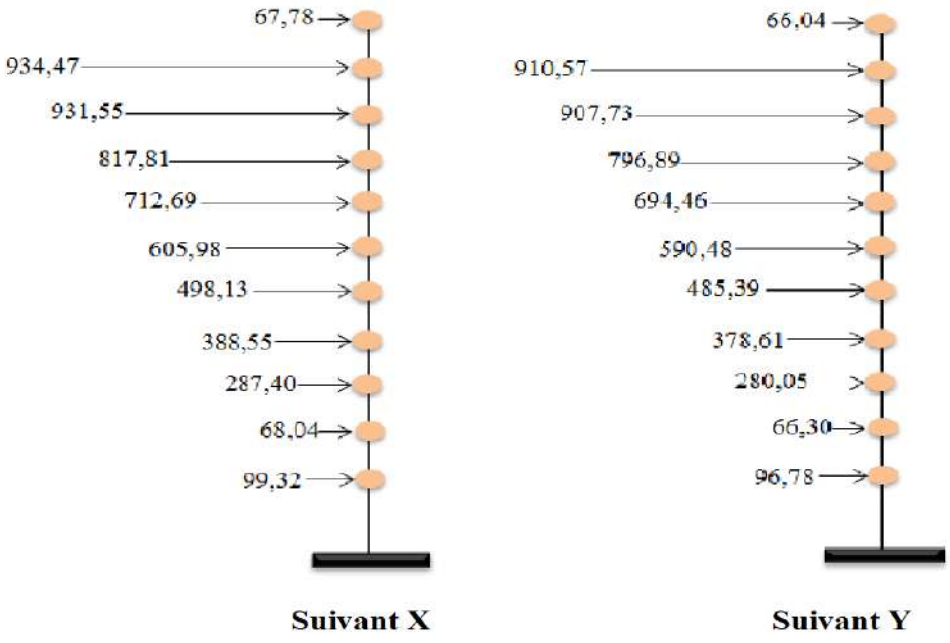


Fig.VI.10. Concentration des forces sismiques aux étages

- **Moment de stabilité**

Tab.VI.11. Calcul de moment de stabilité

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{SXi} (KN.m)	M_{SYi} (KN.m)
2.89	7738,96	14,30	10,63	110899,30	82497,31
5.78	2650,61	23,11	11,91	61255,60	31648,28
8.67	7464,43	14,30	10,87	106965,28	81138,35
12.24	7148,31	14,65	10,88	104722,74	77773,61
15.81	7094,94	14,65	10,88	103940,87	77192,95
19.38	7041,08	14,65	10,88	103151,82	76606,95
22.95	6992,79	14,65	10,88	102444,37	76081,56
26.52	6944,06	14,65	10,88	101730,48	75551,37
30.09	6971,39	14,70	10,92	102479,43	76127,58
33.66	6251,55	14,84	10,74	92773,00	67141,65
36.46	418,60	18,70	14,40	7827,82	6027,84
Somme M_t				***998190,72***	***727787,46***

➢ On doit vérifier que : $\frac{M_t}{M_r} \geq 1{,}5$

Tab.VI.12. Vérification de la stabilité

M_{tX} (KN.m)	M_{tY} (KN.m)	M_{RX} (KN.m)	M_{RY} (KN.m)	M_{tX} / M_{RX}	M_{tY} / M_{RY}	$\frac{M_t}{M_r} \geq 1{,}5$
992505,22	723761,26	127504,23	124242,93	7,78	5,82	Vérifié

La condition est vérifiée donc notre structure est stabilisée vis-à-vis du renversement dans les deux directions.

II.2.2.e. Vérification des déplacements

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

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

- $\boldsymbol{\delta_{ek}}$ **:** Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- ***R* :** coefficient de comportement.

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

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

Selon [Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$\boldsymbol{\Delta k_{limite}} = 0.01$ he

Avec :

he : la hauteur de l'étage k.

Tab.VI.13. 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)**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
0.00	1,85	9,26	0,28	3,57	Vérifiée
2.89	1,79	8,98	1,06	3,57	Vérifiée
5.78	1,58	7,92	1,14	3,57	Vérifiée
8.67	1,35	6,78	1,19	3,57	Vérifiée
12.24	1,11	5,59	1,20	3,57	Vérifiée
15.81	0,87	4,39	1,18	3,57	Vérifiée
19.32	0,64	3,21	1,09	3,57	Vérifiée
22.95	0,42	2,12	0,97	3,57	Vérifiée
26.52	0,23	1,15	0,65	2,89	Vérifiée
30.09	0,10	0,50	0,43	2,89	Vérifiée
33.66	0,01	0,07	0,07	2,89	Vérifiée
36.46	0	0,00			

Tab.VI.14. Vérification des déplacements inter-étages sens y

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)**	**$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**$0{,}01.h_e$ (cm)**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
0.00	1,44	7,22	0,35	3,57	Vérifiée
2.89	1,37	6,87	0,89	3,57	Vérifiée
5.78	1,20	5,98	0,92	3,57	Vérifiée
8.67	1,01	5,06	0,94	3,57	Vérifiée
12.24	0,82	4,12	0,92	3,57	Vérifiée
15.81	0,64	3,20	0,88	3,57	Vérifiée
19.32	0,47	2,33	0,79	3,57	Vérifiée
22.95	0,31	1,54	0,68	3,57	Vérifiée
26.52	0,17	0,86	0,43	2,89	Vérifiée
30.09	0,09	0,43	0,32	2,89	Vérifiée
33.66	0,02	0,11	0,11	2,89	Vérifiée
36.46	0,00	0,00			

II.2.2.f. 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 :

$$\theta = P_k \quad \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \quad \leq 0.10$$

Avec :

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.

Tab.VI.15. Vérification l'effet P- Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	F_{ix}(KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx} (m)	θ	θ≤ 0.10
3,57	418,60	67,78	67,78	0,003	0,005	Vérifiée
3,57	6251,55	934,47	1002,25	0,011	0,019	Vérifiée
3,57	6971,39	931,55	1933,80	0,011	0,012	Vérifiée
3,57	6944,06	817,81	2751,61	0,012	0,008	Vérifiée
3,57	6992,79	712,69	3464,30	0,012	0,007	Vérifiée
3,57	7041,08	605,98	4070,28	0,012	0,006	Vérifiée
3,57	7094,94	498,13	4568,41	0,011	0,005	Vérifiée
3,57	7148,31	388,55	4956,96	0,010	0,004	Vérifiée
2,89	7464,43	287,40	5244,36	0,007	0,003	Vérifiée
2,89	2650,61	68,04	5312,40	0,004	0,001	Vérifiée
2,89	7738,96	99,32	5411,72	0,001	0,000	vérifiée

Tab.VI.16. Vérification l'effet P- Δ sens Y

h_k (m)	P_k(KN)	F_{iY}(KN)	V_{kY}(KN)	Δ_{kY} (m)	θ	θ ≤ 0.10
3,57	418,60	96,78	96,78	0,004	0,004	Vérifiée
3,57	6251,55	66,30	163,08	0,009	0,096	Vérifiée
3,57	6971,39	280,05	443,93	0,009	0,041	Vérifiée
3,57	6944,06	378,61	821,74	0,009	0,022	Vérifiée
3,57	6992,79	485,39	1307,13	0,009	0,014	Vérifiée
3,57	7041,08	590,48	1897,61	0,009	0,009	Vérifiée
3,57	7094,94	694,46	2592,07	0,008	0,006	Vérifiée
3,57	7148,31	796,89	3388,96	0,007	0,004	Vérifiée
2,89	7464,43	907,73	4296,69	0,004	0,003	Vérifiée
2,89	2650,61	910,57	5207,26	0,003	0,001	Vérifiée
2,89	7738,96	66,04	5273,30	0,001	0,001	Vérifiée

Donc et d'après les tableaux on constate que notre structure justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

II.2.2.e. Vérification de l'effort normal réduit à la base

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et RPA *[Art 7.1.3.3]* dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

$\boldsymbol{\upsilon}$: effort normal réduit

$\boldsymbol{N_d}$: l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$\boldsymbol{B_c}$: l'air (section brute) de cette section de béton

On a la section de poteau à la base (sous-sol) $\mathbf{B_c}$ = 60 cm²

Ce qui correspond à un effort normal $\mathbf{N_d}$ = 4249,51 kN

Donc : $\upsilon = 0{,}47 > 0{,}3$ …….. Condition non vérifiée

On doit alors augmenter la section des poteaux

On prend une section $\mathbf{B_c = 75\ cm^2}$ qui correspond à $\mathbf{N_d}$ = 4278,96 kN

- $\upsilon = 0{,}30 \leq 0{,}30$ ……Condition vérifiée

N.B :

Tous les résultats de ce chapitre ont été calculés avec les nouvelles sections des poteaux.

Conclusion

Les dimensions finales des éléments résistants sont :

- Les poteaux : Pour sous-sol (75 ×75) cm²
  RDC (65 × 65) cm²
  1er , 2ème étage (55 × 55) cm²
  3ème , 4ème étage (50 × 50)
  5ème , 6ème , 7ème étage et Salles des machines (45 × 45) cm²

- Les poutres : Principales (35 × 50) cm²
  Secondaires (30 × 40) cm²

- Les voiles : Sous-sol et RDC $\mathbf{e_p}$ = 25 cm
  Le reste des étages $\mathbf{e_p}$ = 16 cm

5



Ferraillage des éléments résistants

I. Introduction

Ce chapitre a pour l'objectif principal de déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **C.B.A93** et **R.P.A.99 version 2003**.

- **Combinaison**

  Combinaisons exigées par le CBA 93 :

  ELU : 1,35G + 1,5Q

  ELS : G + Q

  Combinaisons exigées par le RPA 99 version 2003 :

  G + Q ± E

  0,8 G ± E

  Avec : ***G:*** charge permanente.

  Q: charge d'exploitation.

  E: charge sismique.

II. Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations.

Les données :

Tab.V.1. Les données pour le calcul

Situation durable				**Situation accidentelle**			
Béton		**Acier**		**Béton**		**Acier**	
γ_b =1,5	σ_b =25Mpa	γ_s =1,15	FeE 400	γ_b = 1,15	σ_b =25Mpa	γ_s =1,00	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa		$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$	

II.1. Recommandations du RPA 99 version 2003 pour le ferraillage des poutres

II.1.1. Armatures longitudinales ►► [Art 7.5.2.1] ◄◄

- Le pourcentage total minimum :

  $\mathbf{A_{min}}$ **= 0,5% (b × h)** en toute section

  - *Pour les poutres principales :* $\mathbf{A_{min}}$ **=** 0.005 × 35 × 50 = **8,75 cm²**
  - *Pour les poutres secondaires :* $\mathbf{A_{min}}$ = 0.005 × 30 × 40 = **6 cm²**
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

  4% en Zone courante.

  6% en Zone nodale.

  - *Pour les poutres principales :* A_{max} (zone courante) = 0.04 × 35 × 50 = **70 cm²**

    A_{max} (zone nodale) = 0.06 × 35 × 50 = **105 cm²**

  - *Pour les poutres secondaires* : A_{max} (zone courante) = 0.04 × 30 × 40 = **48 cm²**

    A_{max} (zone nodale) = 0.06 × 30 × 40 = **72 cm²**

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

II.1.2. Armatures transversales ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

II.2. Ferraillage et vérification

II.2.1. Ferraillage

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

- ***Poutres principales***

Tab.V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niv	position	M_u (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	136,05	1,35G+1,5Q	0	8,94	6HA14=**9.24**
		Appui	187,65	1,35G+1,5Q	0	12,71	6HA14+2HA16=**13.26**
	Etage	Travée	154,36	1,35G+1,5Q	0	10.10	6HA14+2HA12=**11.50**
		Appui	226,50	1,35G+1,5Q	0	15.48	8HA16=**16.08**
Rive	Terrasse	Travée	80,12	1,35G+1,5Q	0	5.04	4HA14=**6.16**
		Appui	125,99	G + Q + Edx	0	8.11	6HA14=**9.24**
	Etage	Travée	82,13	1,35G+1,5Q	0	5.17	4HA14=**6.16**
		Appui	148,83	G + Q + Edx	0	9.70	8HA14=**12.32**

➢ **Poutres secondaires**

Tab.V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niv	position	M_u (KN.m)	Combinaison	A' (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	25,78	1,35G+1,5Q	0	2.02	3HA12= **3.39**
		Appui	44,12	1,35G+1,5Q	0	3.52	3HA14= **4.62**
	Etage	Travée	20,03	1,35G+1,5Q	0	1.56	3HA12= **3.39**
		Appui	113,74	1,35G+1,5Q	0	9.76	6HA14= **9.24**
Rive	Terrasse	Travée	59,59	1,35G+1,5Q	0	4.82	3HA14+2HA12= **6.88**
		Appui	43,31	1,35G+1,5Q	0	2.71	3HA12= **3.39**
	Etage	Travée	27,03	1,35G+1,5Q	0	2.12	3HA12= **3.39**
		Appui	68,20	1,35G+1,5Q	0	5.75	4HA14= **6.16**

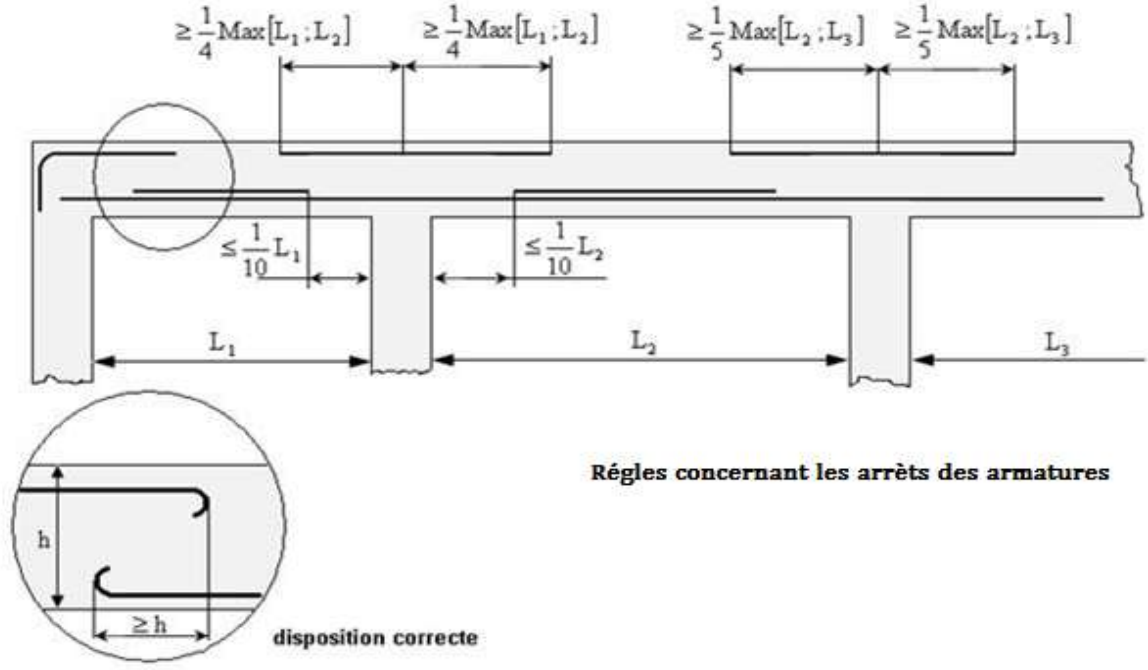


Fig.V.1. Disposition des armatures pour les poutres

II.2.1.a. Vérifications nécessaires selon RPA99 version 2003 et CBA93

$A_{choisi} \geq A_{minRPA}$

$A_{choisi} \leq A_{max\ RPA}$

$A_{total} \geq A_{min\ CBA}$; avec : $A_{min\ CBA} = \frac{b \times h}{1000}$

Pour les poutres principales : $A_{min\ CBA} = 1{,}75\ cm^2$

Pour les poutres secondaires : $A_{min\ CBA} = 1{,}20\ cm^2$

- **Poutre principales**

Tab.V.4. Vérifications des sections choisis des poutres principales selon RPA99 et CBA93

	Niv	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min} CBA	Condition	A_{min} RPA	A_{max} RPA	Condition
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9.24	18,47	1,75	***Vérifiée***	8,75	70	***Vérifiée***
		Appui	13.26	22,49	1,75	***Vérifiée***	8,75	105	***Vérifiée***
	Etage	Travée	11.50	23,56	1,75	***Vérifiée***	8,75	70	***Vérifiée***
		Appui	16.08	25,32	1,75	***Vérifiée***	8,75	105	***Vérifiée***
Rive	Terrasse	Travée	6.16	10,78	1,75	***Vérifiée***	8,75	70	***Vérifiée***
		Appui	9.24	13,85	1,75	***Vérifiée***	8,75	105	***Vérifiée***
	Etage	Travée	6.16	12,32	1,75	***Vérifiée***	8,75	70	***Vérifiée***
		Appui	12.32	12,32	1,75	***Vérifiée***	8,75	105	***Vérifiée***

➢ **Poutres secondaires**

Tab.V.5. Vérifications des sections choisis des poutres secondaires selon RPA99 et CBA93

	Niv	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{total} (cm^2)	A_{min} CBA	Condition	A_{min} RPA	A_{max} RPA	Condition
Intermédiaire	Terrasse	Travée	3.39	8,01	1,2	***Vérifiée***	6	48	***Vérifiée***
		Appui	4.62	8,01	1,2	***Vérifiée***	6	72	***Vérifiée***
	Etage	Travée	3.39	8,01	1,2	***Vérifiée***	6	48	***Vérifiée***
		Appui	9.24	12,63	1,2	***Vérifiée***	6	72	***Vérifiée***
Rive	Terrasse	Travée	6.88	10,27	1,2	***Vérifiée***	6	48	***Vérifiée***
		Appui	3.39	6,79	1,2	***Vérifiée***	6	72	***Vérifiée***
	Etage	Travée	3.39	8,01	1,2	***Vérifiée***	6	48	***Vérifiée***
		Appui	6.16	9,55	1,2	***Vérifiée***	6	72	***Vérifiée***

VI.2.1.b. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28} = **15 MPa**

Et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min [(2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = **202 MPa**

Et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Cette vérification est faite juste pour les poutres de rive en situation accidentelle

- **Poutres principales**

Tab.V.6. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Condition
Intermédiaire	Terrasse	Travée	99,36	9,24	8,49	15	-	-	***Vérifiée***
		Appui	137,17	13,26	10,38		-		
	Etages	Travée	111,21	11,50	8,82	15	-	-	***Vérifiée***
		Appui	163,08	16,08	11,60		-		
Rive	Terrasse	Travée	58,60	6,16	5,80	15	-	202	***Vérifiée***
		Appui	91,26	9,24	7,80		201,92		
	Etages	Travée	59,99	6,16	5,94	15	-	202	***Vérifiée***
		Appui	93,81	12,32	7,27		183 ,08		

➢ **Poutres secondaires**

Tab.V.7. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Condition
Intermédiaire	Terrasse	Travée	25,78	3,39	8,73	15	-	-	***Vérifiée***
		Appui	44,12	4,62	12,36		-		
	Etages	Travée	20,03	3,39	2,91	15	-	-	***Vérifiée***
		Appui	113,74	9,24	5,29		-		
Rive	Terrasse	Travée	59,59	6,88	6,74	15	-	202	***Vérifiée***
		Appui	43,31	3,39	13,89		-		
	Etages	Travée	27,03	3,39	3,89	15	-	202	***Vérifiée***
		Appui	68,20	6,16	6,35		-		

VI.2.1.c. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

Avec : T_u**:** effort tranchant

Tab.V.8. Calcul de $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	***poutres intermédiaires***
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

➢ **Poutres principales**

Tab.v.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

	Niveau	Tu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	157,5	1.35G+1.5Q	0.94	3.30	***Vérifiée***
	Etage	245,92	1.35G+1.5Q	1,47	3.30	***Vérifiée***
Rive	Terrasse	195,45	1.35G+1.5Q	1,17	2.50	***Vérifiée***
	Etage	136,17	1.35G+1.5Q	0,82	2.50	***Vérifiée***

➢ **Poutres secondaires**

Tab.V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

	Niveau	Tu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	102,59	1.35G+1.5Q	0,91	3,30	***Vérifiée***
	Etage	119,76	1.35G+1.5Q	1,06	3,30	***Vérifiée***
Rive	Terrasse	38,10	1.35G+1.5Q	0,33	2,50	***Vérifiée***
	Etage	89,81	1.35G+1.5Q	0,79	2,50	***Vérifiée***

VI.2.1.d. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235 .

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

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \quad \text{Zone courante} \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & : \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,; \quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.V.11. Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA 93		**RPA 99**			**$S_{t\ adopté}$ (cm)**		
Section	***τ_u (Mpa)***	***S_t (cm)***	***A_t (cm^2)***	***S (cm)***	***S' (cm)***	***At (cm^2)***	***S (cm)***	***S'cm)***	***$A_{t\ choisie}$ (cm^2)***
35×50	1,47	15,00	1,40	12,50	25,00	1,31	12,50	25,00	**2.01=4HA8**
30×40	1,06	12,00	1,01	10,00	20,00	0,90	10,00	20,00	**2.01=4HA8**

VI.2.1.e. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

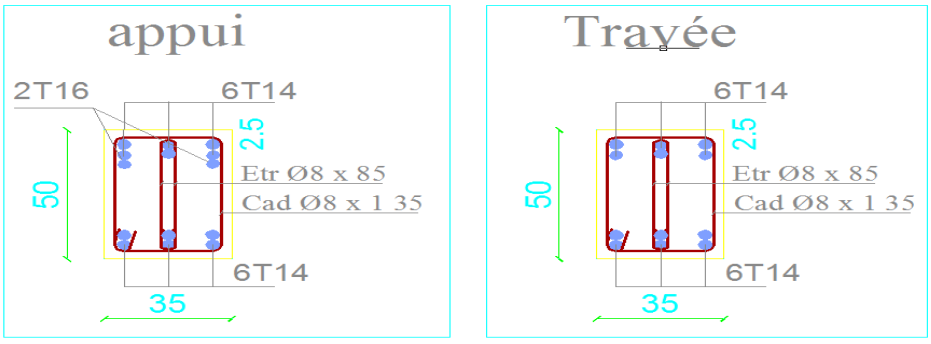
Avec : $M_t = K*M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.80$.

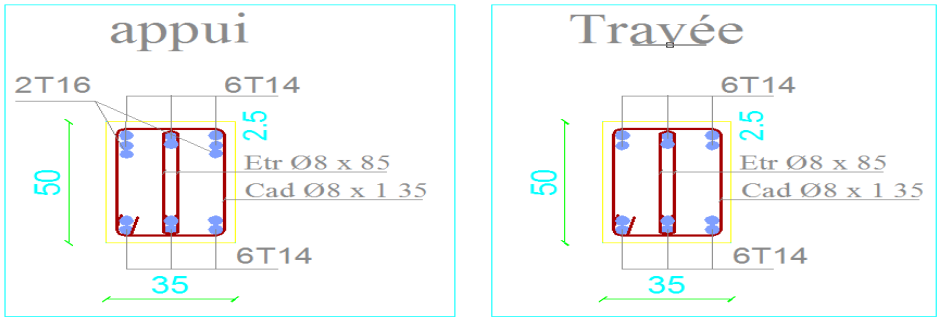
Tab.V.12. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.083	0.063	***Vérifiée***	0.083	0.08	***Vérifiée***	0.0096	0.0105	***Vérifiée***
PS	0.074	0.063	***Vérifiée***	0.092	0.08	***Vérifiée***	0.0082	0.0105	***Vérifiée***

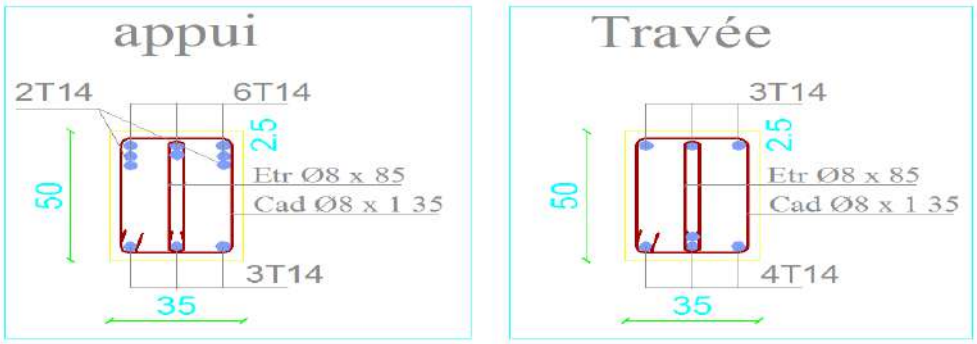
Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



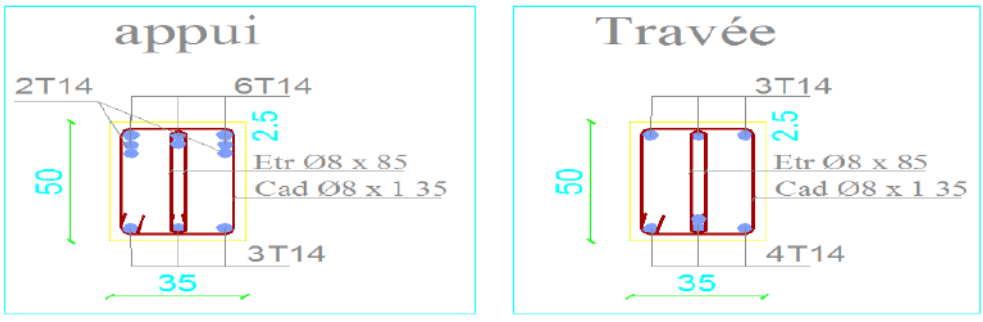
Intermédiaire - terrasse



Intermédiaire - terrasse



Rive - étage



Rive - terrasse

Fig.V.2. Ferraillage des poutres principales

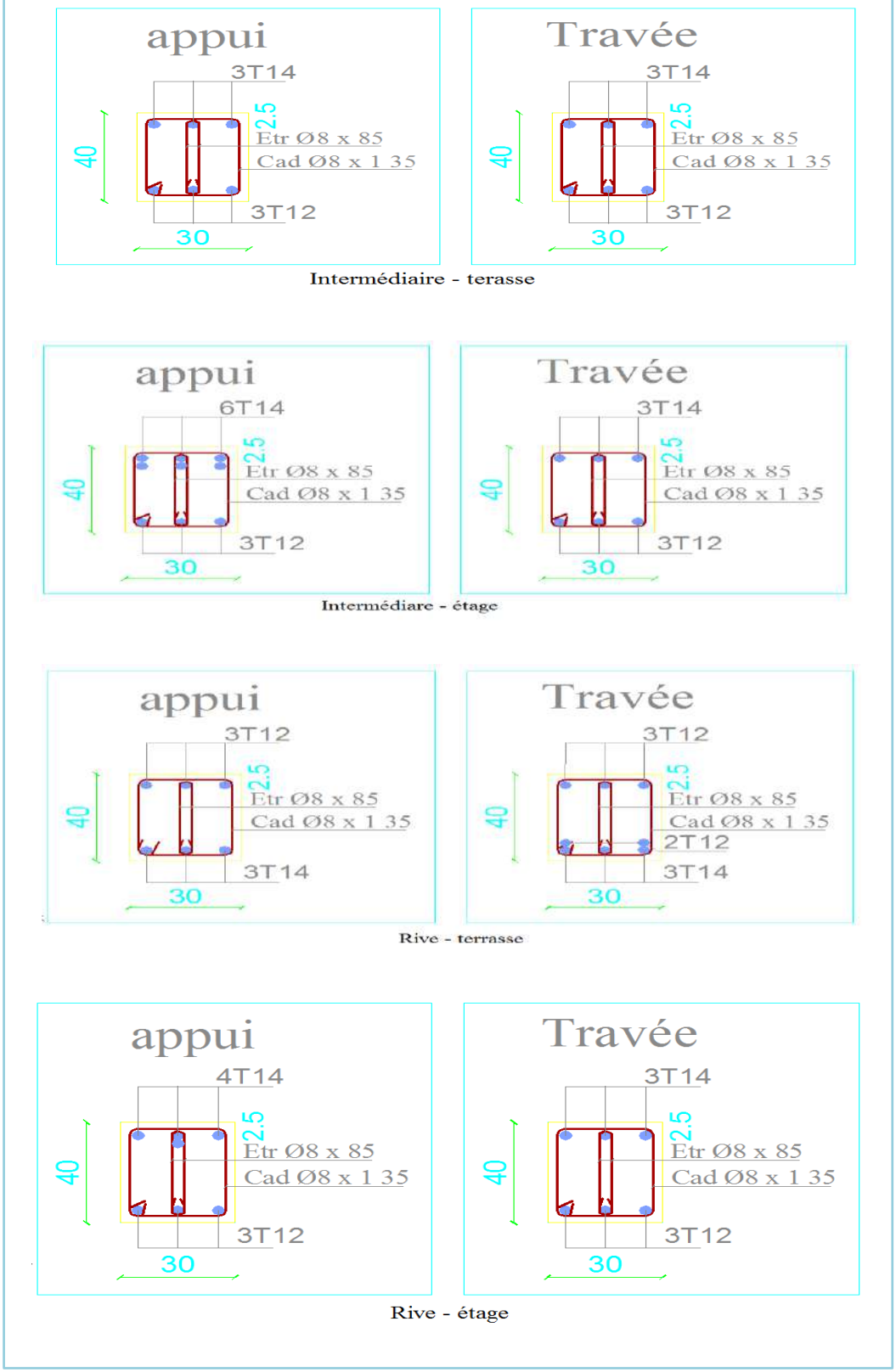


Fig.V.3. Ferraillage des poutres secondaires

III. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons : (1,35G +1,5Q) , (G + Q ± E) et (0,8G ± E)

III.1. Détermination des armatures longitudinales

III.1.1.Recommandations des règlements *(Zone IIb)*

- ***Selon le CBA 93***

$$A_l = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ un\ métre\ \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_l}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

La Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

➢ ***Selon le RPA 99 version 2003*** ►► *[Art7.4.2.1]* ◄◄

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

he : la hauteur d'étage.

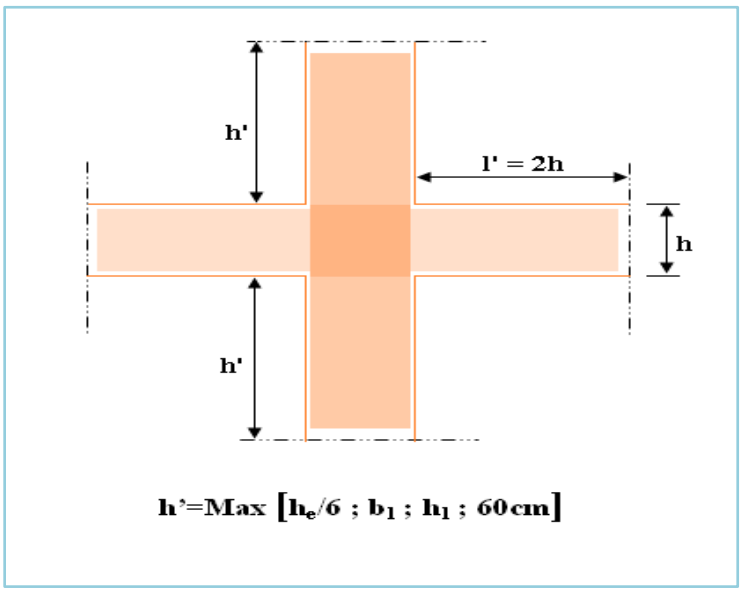


Fig.V.4. La zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_l}{b.h} \le 3\%$$: En zone courante

$$0{,}9\% \le \frac{A_l}{b.h} \le 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.

III.1.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- ***1er cas : Influence de l'effort normal***

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corres}.

- ***2eme cas : Influence du moment***

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son N_{corres}.

- ***3eme cas : Effort normal minimum***

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

III.1.3. Etat limite de stabilité de forme

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- ***e_1*** : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- ***e_2*** : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\, L^2 f\, (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\phi} = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2 \text{ : généralement pour le béton}$$

$$\boldsymbol{\alpha} = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$$

L_f : longueur de flambement.

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

e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

III.1.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance

Tab.V.13. Les données pour le calcul

Situation durable				**Situation accidentelle**			
Béton		**Acier**		**Béton**		**Acier**	
γ_b =1,5	σ_b =25Mpa	γ_s =1,15	FeE 400	γ_b = 1,15	σ_b =25Mpa	γ_s =1,00	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa		$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$	

Avec : **d** ≅ 0.9h et **c** = c′ = h − d

Tab.V.14. Ferraillage des poteaux

Etage		Cas	N (kN)	Squale Facteur	M_X (kN.m)	M_Y (kN.m)	Combin-aison	A_X	A_Y	A_{RPA}	A_{CBA}	A_{choisi} (cm^2)
S.Sol (75×75)	Inert	I(Nmax)	5792.40	-	14.33	-10.17	1,35G+1,5Q	6,00	6,00	**50,62**	5,62	**4HA25 + 12HA20 = 57,33**
		II(Nmin)	1414.03	-	61.81	6.57	0.8G+Edx	6,00	6,00	**50,62**	5,62	
		III(Mmax)	5160.60	-	126.75	35.30	1,35G+1,5Q	6,00	6,00	**50,62**	5,62	
	Rive	I(Nmax)	3204.34	-	30.48	-58.83	G+Q+Edx	6,00	6,00	**50,62**	5,62	
		II(Nmin)	1334.49	-	32.74	15.40	0,8G+Edx	6,00	6,00	**50,62**	5,62	
		III(Mmax)	1843.00	-	-138.21	-6.91	G+Q+Edx	6,00	6,00	**50,62**	5,62	
RDC (65×65)	Inert	I(Nmax)	5182.05	2	27.60	-30.02	1,35G+1,5Q	5,20	5,20	**38,02**	4,22	**8HA20 + 8HA16 = 41,22**
		II(Nmin)	1334.88	2	28.06	59.84	0.8G+Edx	5,20	5,20	**38,02**	4,22	
		III(Mmax)	3270.29	2	214.01	-77.10	G+Q+Edx	5,20	5,20	**38,02**	4,22	
	Rive	I(Nmax)	3709.11	2	-188.10	-63.30	G+Q+Edx	5,20	5,20	**38,02**	4,22	
		II(Nmin)	2099.39	2	39.38	-10.40	0,8G+Edx	5,20	5,20	**38,02**	4,22	
		III(Mmax)	391.132	2	204.60	-136.72	G+Q+Edx	5,20	5,20	**38,02**	4,22	
1er étage(55×55)	Inert	I(Nmax)	4114.43	1,46	-43.21	-33.53	1,35G+1,5Q	4,40	4,40	27,22	3,02	**16HA16 = 32 ,17**
		II(Nmin)	924.14	1,46	55.69	106.49	0,8G+Edx	4,40	4,40	27,22	3,02	
		III(Mmax)	2381.79	1,46	199.66	-62.28	G+Q+Edx	4,40	4,40	27,22	3,02	
	Rive	I(Nmax)	2374.00	1,46	-35.43	13.50	1,35G+1,5Q	4,40	4,40	27,22	3,02	
		II(Nmin)	1112.10	1,46	6.42	-13.47	0,8G+Edx	4,40	4,40	27,22	3,02	
		III(Mmax)	1458.71	1,46	-187.22	64.05	G+Q+Edx	4,40	4,40	27,22	3,02	
2ème étage(55×55)	Inert	I(Nmax)	4114.43	1,11	-43.21	-25.49	1,35G+1,5Q	4,40	4,40	27,22	3,02	**16HA16 = 32,17**
		II(Nmin)	924.14	1,11	55.69	80.96	0,8G+Edx	4,40	4,40	27,22	3,02	
		III(Mmax)	2381.79	1,11	199.66	-47.35	G+Q+Edx	4,40	4,40	27,22	3,02	
	Rive	I(Nmax)	2374.00	1,11	-35.43	10.26	1,35G+1,5Q	4,40	4,40	27,22	3,02	
		II(Nmin)	1112.10	1,11	6.42	-10.24	0,8G+Edx	4,40	4,40	27,22	3,02	
		III(Mmax)	1458.71	1,11	-187.22	48.69	G+Q+Edx	4,40	4,40	27,22	3,02	
3ème étage(50×50)	Inert	I(Nmax)	2953.65	1,20	-57.96	-28.40	1,35G+1,5Q	4,00	4,00	22,50	2,5	**16HA16 = 32,17**
		II(Nmin)	588.69	1,20	136.10	-3.38	0,8G+Edx	4,00	4,00	22,50	2,5	
		III(Mmax)	1558.48	1,20	187.48	-58.10	G+Q+Edx	4,00	4,00	22,50	2,5	
	Rive	I(Nmax)	1631.65	1,20	-38.14	11.58	1,35G+1,5Q	4,00	4,00	22,50	2,5	
		II(Nmin)	424.58	1,20	1.41	-8.54	0,8G+Edx	4,00	4,00	22,50	2,5	
		III(Mmax)	356.11	1,20	-180.85	1.44	G+Q+Edx	6,15	4,00	22,50	2,5	

4ème étage(50×50)	Inert	I(Nmax)	2953.65	-	-57.96	-23.67	1,35G+1,5Q	4,00	4,00	22,50	2,5	16HA16 = 32,17
		II(Nmin)	588.69	-	136.10	-2.82	0,8G+Edx	4,00	4,00	22,50	2,5	
		III(Mmax)	1558.48	-	187.48	-48.42	G+Q+Edx	4,00	4,00	22,50	2,5	
	Rive	I(Nmax)	1631.65	-	-38.14	9.65	1,35G+1,5Q	4,00	4,00	22,50	2,5	
		II(Nmin)	424.58	-	1.41	-7.12	0,8G+Edx	4,00	4,00	22,50	2,5	
		III(Mmax)	356.11	-	-180.85	1.20	G+Q+Edx	6,15	4,00	22,50	2,5	
5ème étage(45×45)	Inert	I(Nmax)	1811.43	1,09	-54.17	-24.48	1,35G+1,5Q	3,60	3,60	18,22	2,02	16HA14 = 24,63
		II(Nmin)	55.66	1,09	-39.16	51.29	0,8G+Edy	3,60	3,60	18,22	2,02	
		III(Mmax)	319.6	1,09	-147.12	60.63	G+Q+Edx	5,79	3,60	18,22	2,02	
	Rive	I(Nmax)	929.11	1,09	-36.70	12.55	1,35G+1,5Q	3,60	3,60	18,22	2,02	
		II(Nmin)	148.17	1,09	0.04	-2.35	0,8G+Edx	3,60	3,60	18,22	2,02	
		III(Mmax)	81.23	1,09	-191.84	6.27	1,35G+1,5Q	13,97	3,60	18,22	2,02	
6ème étage(45×45)	Inert	I(Nmax)	1811.43	-	-54.17	-22.46	1,35G+1,5Q	3,60	3,60	18,22	2,02	16HA14 = 24,63
		II(Nmin)	55.66	-	-39.16	47.06	0,8G+Edy	3,60	3,60	18,22	2,02	
		III(Mmax)	319.6	-	-147.12	55.63	G+Q+Edx	5,79	3,60	18,22	2,02	
	Rive	I(Nmax)	929.11	-	-36.70	11.52	1,35G+1,5Q	3,60	3,60	18,22	2,02	
		II(Nmin)	148.17	-	0.04	-2.16	0,8G+Edx	3,60	3,60	18,22	2,02	
		III(Mmax)	81.23	-	-191.84	5.76	1,35G+1,5Q	13,97	3,60	18,22	2,02	
7ème étage(45×45)	Inert	I(Nmax)	1811.43	-	-54.17	-22.46	1,35G+1,5Q	3,60	3,60	18,22	2,02	16HA14 = 24,63
		II(Nmin)	55.66	-	-39.16	47.06	0,8G+Edy	3,60	3,60	18,22	2,02	
		III(Mmax)	319.6	-	-147.12	55.63	G+Q+Edx	5,79	3,60	18,22	2,02	
	Rive	I(Nmax)	929.11	-	-36.70	11.52	1,35G+1,5Q	3,60	3,60	18,22	2,02	
		II(Nmin)	148.17	-	0.04	-2.16	0,8G+Edx	3,60	3,60	18,22	2,02	
		III(Mmax)	81.23	-	-191.84	5.76	1,35G+1,5Q	13,97	3,60	18,22	2,02	
Salle machines(45×45)	Inert	I(Nmax)	1811.43	-	-54.17	-22.46	1,35G+1,5Q	3,60	3,60	18,22	2,02	16HA14 = 24,63
		II(Nmin)	55.66	-	-39.16	47.06	0,8G+Edy	3,60	3,60	18,22	2,02	
		III(Mmax)	319.6	-	-147.12	55.63	G+Q+Edx	5,79	3,60	18,22	2,02	
	Rive	I(Nmax)	929.11	-	-36.70	11.52	1,35G+1,5Q	3,60	3,60	18,22	2,02	
		II(Nmin)	148.17	-	0.04	-2.16	0,8G+Edx	3,60	3,60	18,22	2,02	
		III(Mmax)	81.23	-	-191.84	5.76	1,35G+1,5Q	13,97	3,60	18,22	2,02	

III.1.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.
On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15. \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Il faut vérifier :

Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Tab.V.15. Vérification des armatures à ELS des poteaux

	Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
(75×75)	Rive	- 86,62	1568,00	57,33	Préjudiciable	3,84	102,11	Vérifiée	Vérifiée
	Inter	91,55	4190,79		Peu nuisible	7,02	-	Vérifiée	-
(65×65)	Rive	-117,99	2022,98	41,22	Préjudiciable	4,90	55,87	Vérifiée	Vérifiée
	Inter	-148,31	3749,41		Peu nuisible	7,83	-	Vérifiée	-
(55×55)	Rive	114,30	2977,11	32,17	Préjudiciable	8,83	123,70	Vérifiée	Vérifiée
	Inter	93,98	3749,41		Peu nuisible	9,67	-	Vérifiée	-
(50×50)	Rive	-120,47	2138,75	32,17	Préjudiciable	8,77	91,81	Vérifiée	Vérifiée
	Inter	96,39	3749,41		Peu nuisible	11,07	-	Vérifiée	-
(45×45)	Rive	-191,84	674,14	24,63	Préjudiciable	9,23	26,77	Vérifiée	Vérifiée
	Inter	89,24	1314,07		Peu nuisible	8,03	-	Vérifiée	-

III.2. Détermination des armatures transversales

III.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).

b_0 : la largeur de poteau.

d : la hauteur utile (d = h - c)

III.2.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- ***Selon le CBA93***

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

- **Selon le RPA.99 version 2003** : ►► [Art2 .7.4.3.2] ◄◄

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d \, f_{c28}$$

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

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{l_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{l_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{l_f}{a}$$

III.2.3. Vérifications des contraintes tangentielles

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tab.V.16. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
(75×75)	1,35G+1,5Q	99,87	0,18	9,33	0,075	1,87	2,50	***Vérifiée***
(65×65)	G + Q + Edx	159,93	0,39	21,53	0,075	1,87	3,26	***Vérifiée***
(55×55)	G + Q + Edx	117,97	0,40	15,72	0,075	1,87	3,26	***Vérifiée***
(50×50)	G + Q + Edx	109,89	0,46	17,29	0,075	1,87	3,26	***Vérifiée***
(45×45)	1,35G+1,5Q	99,87	0,52	19,21	0,075	1,87	2,50	***Vérifiée***

III.2.4. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

➢ ***Selon le CBA93***

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $Ø_t$ est donné par la relation :

$$At \leq Min\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t=n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.\,f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

➢ **Selon le RPA99 version 2003** ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄

- On a :

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho . Vu}$$

Avec :

$\mathbf{A_t} = n_t . a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f / a$:

$\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho = 3.75$ dans les cas contraires.

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone III.

Dans la zone courante: $St \leq$ Min $(b/2 , h/2 , 10\phi_l)$ en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t * b)$ en % est donnée comme suit :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$.

0.8% si $\lambda_g \leq 3$.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

Tab.V.17. Les armatures transversales et leurs espacements

Section	Vu (kN)	λg	ρ	Zone	St_{RPA} (cm)	St_{CBA} (cm)	St_{finale} (cm)	A_t (cm^2)	Choix
(75×75)	99,87	9 ,33	2,5	courante	20	40	15	3,14	4HA10
				nodale	10	40	10	3,14	4HA10
(65×65)	159,93	21,53	2,5	courante	16	40	15	3,14	4HA10
				nodale	10	40	10	3,14	4HA10
(55×55)	117,97	5,72	2,5	courante	16	40	15	3,14	4HA10
				nodale	10	40	10	3,14	4HA10
(50×50)	109,89	17,29	2,5	courante	16	40	15	3,14	4HA10
				nodale	10	40	10	3,14	4HA10
(45×45)	99,87	19,21	2,5	courante	14	38 ,25	15	3,14	4HA10
				nodale	10	38,25	10	3,14	4HA10

III.2.5. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b)

Tab.V.18. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0.3\%$
(75×75)	courante	0,27	***OUI***
	nodale	0,41	***OUI***
(65×65)	courante	0,32	***OUI***
	nodale	0,48	***OUI***
(55×55)	courante	0,38	***OUI***
	nodale	0,57	***OUI***
(50×50)	courante	0,42	***OUI***
	nodale	0,63	***OUI***
(45×45)	courante	0,46	***OUI***
	nodale	0,69	***OUI***

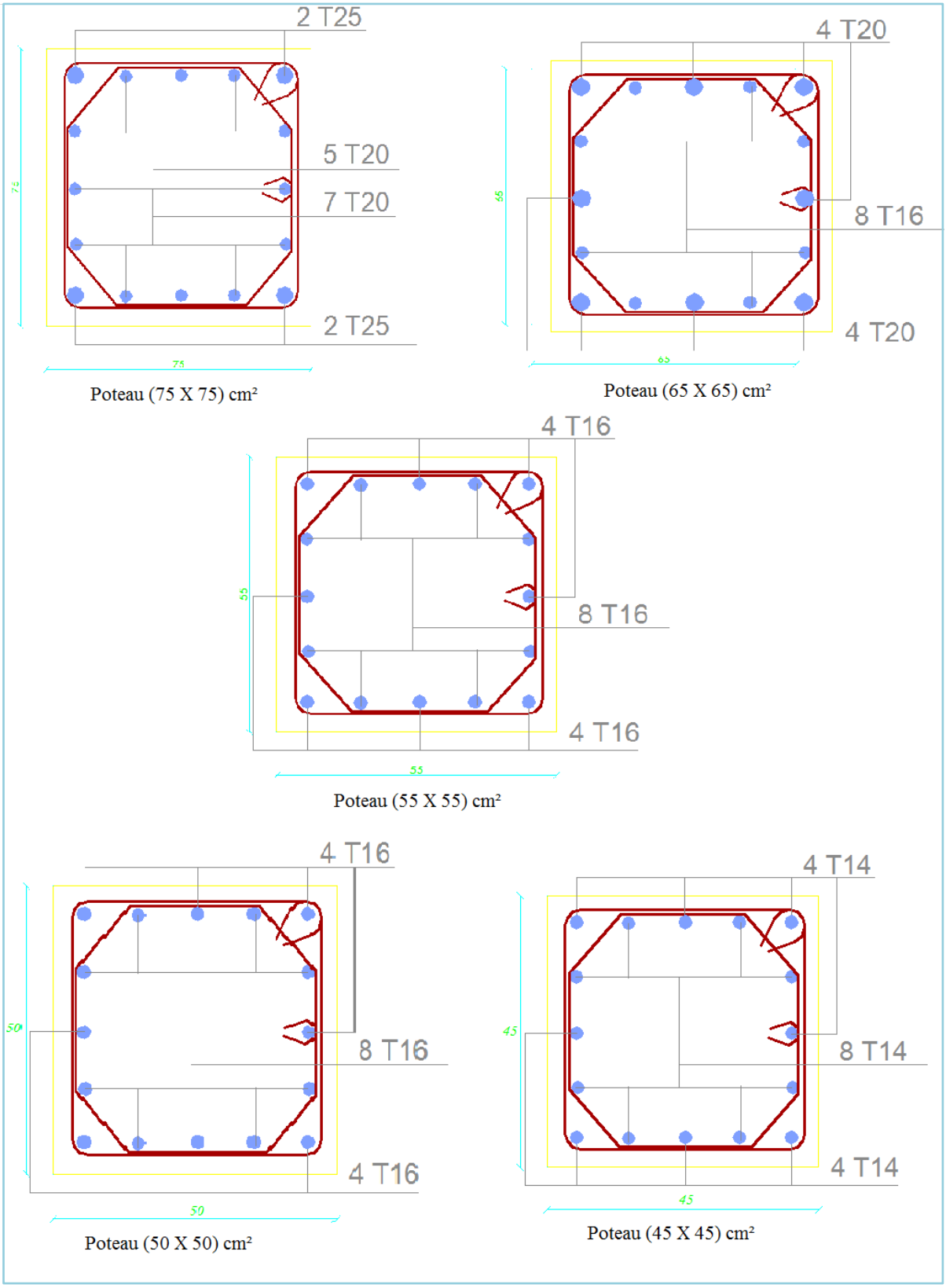


Fig.V.5. Ferraillage des poteaux

IV. Ferraillage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Tous les voiles seront donc calculés en ***flexion composée*** en situation accidentelle sous les combinaisons :

1,35G+1,5Q ; G+ Q ± E ; 0,8G ± E

On a deux types de voiles : Voiles pleins et voiles avec ouvertures.

Remarque :

Niveau : RDC (voiles de 25 cm d'épaisseur).

Niveau: 1^{er} ,$2^{ème}$, $3^{ème}$ et $4^{ème}$ étage (voiles de 16 cm d'épaisseur).

Niveau: $5^{ème}$, $6^{ème}$,$7^{ème}$ étage (voiles de 16 cm d'épaisseur).

IV.1.Recommandations réglementaires

IV.1.1.Armatures verticales

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- **Selon le RPA 99 version 2003: ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ dans la section courante.

Avec :

B: section du voile.

a: épaisseur du voile.

φ_{ver}: diamètre vertical.

Remarque

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 égale à 15 cm.

IV.1.2.Armatures horizontales

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

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

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

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable.

Avec :

τ_b : contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.

A_h: section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 Version 2003:**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

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

IV.1.3. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression. Ce sont des armatures rondes lisses de nuance F_eE 235.

D'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 version 2003) :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

IV.1.4. Espacement ►► RPA [Art 7.7.4.3] ◄◄

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_v \leq \text{Min}[1.5a\,;30\text{cm}]$$

Avec : ***a :*** épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(1/10)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **15 cm**.

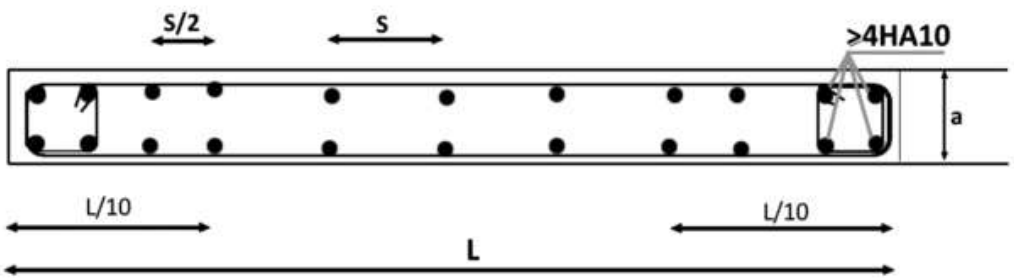


Fig.V.6. Disposition des armatures verticales dans les voiles

IV.1.5. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

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

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

IV.2.Calcul des armatures

IV.2.1. Armatures verticales

a. Voiles pleins

➢ ***Détermination des armatures verticales à l'ELU***

Tab.V.19. Ferraillage verticales des voiles du RDC d'épaisseur 25 cm

Etage	Voiles	L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A Calculée (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC (épaisseur : 25 cm)	1	5,35	1,33	3062,47	241,61	1,35G+1,5Q	25,00	19,95	6,65	2(27HA12) = **30,54**
				2946,66	3822,50	G+Q+Edy	25,00			
				2219,14	3689,74	0,8G+Edy	25,00			
	2	3,35	0,83	2299,29	1124,64	1,35G+1,5Q	17,00	12,45	4,15	2(17HA12) = **19,23**
				2548,27	3386,14	G+Q+Edx	17,00			
				2023,97	2761,85	0,8G+Edx	17,00			
	3	1,55	0,38	1463 ,33	246,25	1,35G+1,5Q	9,80	5,70	1,90	2(9HA12) = **10,18**
				1891,93	1182,46	G+Q+Edx	9,80			
				1525,35	1185,79	0,8G+Edx	9,80			
	4	2,85	0,71	1801,63	788,90	1,35G+1,5Q	15,00	10,65	3,55	2(14HA12) = **15,83**
				2085,23	3299,12	G+Q+Edx	15,00			
				1648,11	3160,87	0,8G+Edx	15,00			
	5	4,75	1,18	3159,61	3657,32	1,35G+1,5Q	22,60	17,70	5,90	2(23HA12) = **26,01**
				2725,75	2564,97	G+Q+Edy	22,60			
				1956,25	1579,40	0,8G+Edy	22,60			
	6	4,47	1,11	2860,97	3104,33	1,35G+1,5Q	21,48	16,65	5,55	2(23HA12) = **24,88**
				2680,03	2610,71	G+Q+Edy	21,48			
				1996,96	2177,24	0,8G+Edy	21,48			

Tab.V.20. Ferraillage verticales des voiles de le 1ème,2ème ,3ème et 4ème étage d'épaisseur 16 cm

Etage	Voiles	L (m)	S (m²)	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A Calculée (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	$A_{choisis}$ (cm²)
1,2,3,4	7	5,45	0,87	2992,47	215,49	1,35G+1,5Q	24,64	13,05	4,35	2(27HA12) = **30,54**
				2798,14	3372,21	G+Q+Edy	24,64			
				2079,87	3007,66	0,8G+Edy	24,64			
	8	3,54	0,56	1885,71	409,04	1,35G+1,5Q	16,64	8,40	2,80	2(17HA12) = **19,23**
				1799,74	2048,71	G+Q+Edx	16,64			
				1378,16	1784,65	0,8G+Edx	16,64			
	9	1,65	0,26	1135,94	132,63	1,35G+1,5Q	9,44	3,90	1,30	2(9HA12) = **10,18**
				1116 ,53	754,62	G+Q+Edx	9,44			
				832,65	663,37	0,8G+Edx	9,44			
	10	2,95	0,47	3630,89	880,55	1,35G+1,5Q	14,64	7,05	2,35	2(14HA12) = **15,83**
				3952,81	3911,72	G+Q+Edx	14 ,64			
				3062,23	3617,68	0,8G+Edx	14,64			
	11	4,85	0,77	3084,61	9699,55	1,35G+1,5Q	22,24	11,55	3,58	2(23HA12) = **26,01**
				2610,77	6035,45	G+Q+Edy	22,24			
				1854,38	3630,33	0,8G+Edy	22,24			
	12	4,57	0,73	2716,86	1972,75	1,35G+1,5Q	21,12	10,95	3,65	2(23HA12) = **24,88**
				2573,62	1078,52	G+Q+Edy	21,12			
				1925,96	5181,40	0,8G+Edy	21,12			

Tab.V.21. Ferraillage verticales des voiles de le 5ème,6ème et 7ème étage d'épaisseur 16 cm

Etage	Voiles	L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A Calculée (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{choisis}$ (cm^2)
5,6,7	13	5,55	0,88	1812,17	761,51	1,35G+1,5Q	24,64	13,20	4,40	2(27HA12) = **30,54**
				1584,78	1728,50	G+Q+Edy	24,64			
				1157,93	1362,99	0,8G+Edy	24,64			
	14	3,55	0,56	1137,19	16,41	1,35G+1,5Q	16,64	8,40	2,80	2(17HA12) = **19,23**
				1040,57	773,36	G+Q+Edx	16,64			
				795,51	821,08	0,8G+Edx	16,64			
	15	1,75	0,28	705,98	92,78	1,35G+1,5Q	9,44	4,20	1,40	2(9HA12) = **10,18**
				673,12	238,29	G+Q+Edx	9,44			
				500,02	207,74	0,8G+Edx	9,44			
	16	3,05	0,48	1459,81	25,63	1,35G+1,5Q	14,64	7,20	2,40	2(14HA12) = **15,83**
				1326,56	997,02	G+Q+Edx	14,64			
				974,11	1021,81	0,8G+Edx	14,64			
	17	4,95	0,79	1422,02	1195,72	1,35G+1,5Q	22,24	11,85	3,95	2(23HA12) = **26,01**
				1150,88	1050,34	G+Q+Edy	22,24			
				813,54	7394,40	0,8G+Edy	22,24			
	18	4,67	0,74	1308,12	1528,50	1,35G+1,5Q	21,12	11,10	3,70	2(23HA12) = **24,88**
				1113,10	9530,97	G+Q+Edy	21,12			
				810,80	5877,90	0,8G+Edy	21,12			

b. Voiles avec ouverture

❖ **Voile de RDC**

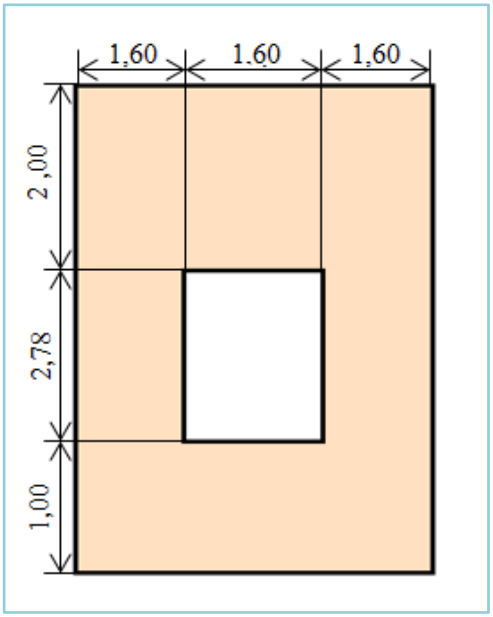


Fig.V.7 . Dimension du voile avec ouverture de RDC

Linteau

Section B' = a.h

B' = 0.25 × 3,78 = 0,94 m²

Moment d'inertie par raport au centre de gravité :

$i = \frac{a \times h^3}{12} = 1{,}125\ m^4$

Trumeau

B_1, B_2 : section, avec centre de gravité G_1 et G_2.

$B_1 = a \times b_1 = 0{,}25 \times 1{,}60 = 0{,}4\ cm^2$

$B_2 = a \times b_2 = 0.25 \times 1{,}60 = 0{,}4\ cm^2$

I_1 , I_2 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravitéG_1 et G_2.

$I_1 = I_2 = \frac{a \times b_1^3}{12} = 0{,}08\ cm^4$

G : centre de gravité de la section composée de B_1+B_2

Somme des inerties:

$I_0 = I_1 + I_2 = 0{,}17\ cm^4$

Moment d'inertie de la section composée de B_1+B_2 par rapport à G :

$C_1 = C_2 = 1{,}60\ m$

$I = I_0 + B_1C_1^2 + B_2C_2^2 = 2{,}218\ m^4$

- ***Vérification de α***

On détermine la valeur de α :

$$\alpha = w \times H_0$$

Avec :

H_0 : la hauteur totale du voile.

$$w^2 = \frac{3 .i .I .C}{I_0 .m .a_0^3 .H}$$

$$m = \frac{2 .C .B_1 .B_2}{B_1 + B_2} = 0,64 \text{ ; } a_0 = 1,60/2 = 0,8 \text{ m}$$

Alors w = 6,09

Donc : **α** = 6,09 × 5,87 = 35,25 > **10**

Le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite. Le ***voile est considéré comme étant plein***

❖ **Voile de l'étage**

Linteau

Section B' = a.h

B' = 0.16 × 1,97 = 0,31 m²

Moment d'inertie par raport au centre de gravité :

$i = \frac{a \times h^3}{12} = 1,10 \text{ m}^4$

Trumeau

B_1, B_2 : section, avec centre de gravité G_1 et G_2.

$B_1 = a \times b_1 = 0,16 \times 1,60 = 0,25 \text{ cm}^2$

$B_2 = a \times b_2 = 0.16 \times 1,60 = 0,25 \text{ cm}^2$

I_1 , I_2 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravitéG_1 et G_2.

$I_1=I_2 = \frac{a \times b_1^3}{12}$ = 0,054 cm^4

G : centre de gravité de la section composée de B_1+B_2

Somme des inerties:

$I_0 = I_1 + I_2 = 0{,}10\ cm^4$

Moment d'inertie de la section composée de B_1+B_2 par rapport à G :

$C_1 = C_2 = 1{,}60$ m

$I = I_0 + B_1C_1^2 + B_2C_2^2 = 1{,}41\ m^4$

- ***Vérification de α***

On détermine la valeur de α :

$$\alpha = w \times H_0$$

Avec :

H_0 : la hauteur totale du voile.

$$w^2 = \frac{3 .i .I .C}{I_0.m .a_0^3 .H}$$

$$m = \frac{2 .C .B_1.B_2}{B_1+B_2} = 0{,}40 \text{ ; } a_0 = 1{,}60/2 = 0{,}8 \text{ m}$$

Alors w = 10,09

Donc : **α** = 10,09 × 3,57 = 36,02 > **10**

Le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite. Le ***voile est considéré comme étant plein***

Tab.V.22. Ferraillage verticale des voiles avec ouverture

Etage	Voile	Epai-sseur	L (m)	S (m^2)	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	A Calculée (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{choisis}$ (cm^2)
RDC	19	25	4,15	1,03	4293,90	1515,68	1,35G+1,5Q	20,20	15,45	5,15	2(20HA12) = **22,62**
					5855,09	11518,86	G+Q+Edx	20,20			
					4900,52	11177,80	0,8G+Edx	20,20			
1,2,3,4ème étage	20	16	4,25	0,68	3628,79	1173,47	1,35G+1,5Q	19,84	10,20	3,40	2(20HA12) = **22,62**
					4592,46	7233,73	G+Q+Edx	19,84			
					3762,63	6869,53	0,8G+Edx	19,84			
5,6,7ème étage	21	16	4,35	0,69	2242,68	8,74	1,35G+1,5Q	19,84	10,35	3,45	2(20HA12) = **22,62**
					2300,33	2465,70	G+Q+Edx	19,84			
					1761,74	2506,06	0,8G+Edx	19,84			

➢ **Vérification des contraintes à l'état limite de service**

Tab.V.23. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Voile	S (m^2)	L (m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
1	1,33	5,35	2229,38	29,21	30,54	1,82	26,03	0,00	***OUI***
2	0,83	3,35	1676,94	116,85	19,23	4,11	54,08	6,51	***OUI***
3	0,38	1,55	890,23	77,10	10,18	4,57	59,48	13,48	***OUI***
4	0,71	2,85	1310,23	183,42	15,83	8,99	98,51	192,46	***OUI***
5	1,18	4,75	2297,39	285,88	26,01	8,70	99,08	152,71	***OUI***
6	1,11	4,47	2082,20	60,64	24,88	2,56	35,33	0,00	***OUI***
7	0,87	5,45	2147,36	41,42	30,54	3,47	45,33	0,00	***OUI***
8	0,56	3,45	1376,50	76,38	19,23	6,62	76,44	43,76	***OUI***
9	0,26	1,65	824,92	65,37	10,18	11,52	110,54	163,68	***OUI***
10	0,47	2,95	2639,15	118,07	15,83	12,25	143,77	32,22	***OUI***
11	0,77	4,85	1242,12	70,40	26,01	4,03	47,71	8,15	***OUI***
12	0,73	4,57	1977,46	152,80	24,88	11,37	110,86	151,74	***OUI***
13	0,88	5,55	1319,72	190,13	30,54	12,59	97,52	201,63	***OUI***
14	0,56	3,55	831,42	76,88	19,23	7,53	68,11	129,00	***OUI***
15	0,28	1,75	513,16	19,09	10,18	3,15	38,80	0,00	***OUI***
16	0,48	3,05	1061,89	115,56	15,83	13,45	112,40	201,63	***OUI***
17	0,79	4,95	1035,25	116,44	26,01	8,62	72,07	179,52	***OUI***
18	0,74	4,67	953,48	96,81	24,88	7,43	64,95	139,74	***OUI***
19	1,03	4,15	1240,08	100,25	22,62	2,79	36,37	7,03	***OUI***
20	0,68	4,25	1264,88	156,62	22,62	13,24	106,11	201,63	***OUI***
21	0,69	4,35	673,26	19,29	22,62	1,64	20,71	0,00	***OUI***

IV.2.2. Armatures horizontales

a. Vérification des voiles a l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de L'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1.4\, T_{Cal} / b_0\, d \qquad \text{►► RPA [Art 7.7.2] ◄◄}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_o : l'épaisseur du voile.

d : la hauteur utile d= 0.9 h.

h : hauteur total de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau} = 0.2\ f_{c\,28}$ donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}$

Tab.V.24. Vérification des voiles à l'effort tranchant

Voile	*L(m)*	*Epaisseur (m)*	*T(KN)*	τ_u*(MPa)*	$\overline{\tau}_u$*(MPa)*	$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$
1	5,35	0.25	917,34	1,06	5,00	***Vérifiée***
2	3,35	0.25	672,16	1,24	5,00	***Vérifiée***
3	1,55	0.25	372,55	1,49	5,00	***Vérifiée***
4	2,85	0.25	797,86	1,74	5,00	***Vérifiée***
5	4,75	0.25	289,12	0,37	5,00	***Vérifiée***
6	4,47	0.25	61,38	0,08	5,00	***Vérifiée***
7	5,45	0,16	893,33	1,59	5,00	***Vérifiée***
8	3,45	0,16	486,67	0,01	5,00	***Vérifiée***
9	1,65	0,16	150,95	0,88	5,00	***Vérifiée***
10	2,95	0,16	729,85	2,40	5,00	***Vérifiée***
11	4,85	0,16	211,00	0,42	5,00	***Vérifiée***
12	4,57	0,16	66,31	0,14	5,00	***Vérifiée***
13	5,55	0,16	718,74	1,25	5,00	***Vérifiée***
14	3,55	0,16	274,85	0,75	5,00	***Vérifiée***
15	1,75	0,16	99,57	0,55	5,00	***Vérifiée***
16	3,05	0,16	407,22	1,29	5,00	***Vérifiée***
17	4,95	0,16	104,17	0,20	5,00	***Vérifiée***
18	4,67	0,16	36,32	0.07	5,00	***Vérifiée***
19	4,15	0,25	67,38	0,10	5,00	***Vérifiée***
20	4,25	0,16	214,76	0,49	5,00	***Vérifiée***
21	4,35	0,16	220,92	0,49	5,00	***Vérifiée***

b. Calcul des armatures horizontales

Les armatures horizontales selon le CBA 93 seront calculés et disposés dans les voiles afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

- L'espacement des armatures horizontales S_t est donné par :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

Avec :

K=1+3 ($Nu/B.f_{c28}$) en flexion composée avec compression.

K=1-10 ($Nu/B.f_{c28}$) en flexion composée avec traction.

Et on doit vérifier que : $S_t \leq \min [0.9d, 40\ cm]$

$S_t \leq \min [1.5a, 30\ cm]$ ►► **RPA [Art 7.7.4.3]** ◄◄

Tab.V.25. Détermination des armatures horizontales

Voile	*L(m)*	*Ep(m)*	τ_u *(MPa)*	S_h *CBA*	S_h *RPA*	S_h *(cm)*	A_h *(cm²)*	$A_{h\,min}$ *RPA* *(cm²)*	$A_h \geq A_{h\,min}$
1	5,35	0.25	1,06	22,50	30	20	2(29HA10)=22,78	19,95	***OUI***
2	3,35	0.25	1,24	22,50	30	20	2(29HA10)=22,78	12,45	***OUI***
3	1,55	0.25	1,49	22,50	30	20	2(29HA10)=22,78	5,70	***OUI***
4	2,85	0.25	1,74	22,50	30	20	2(29HA10)=22,78	10,65	***OUI***
5	4,75	0.25	0,37	22,50	30	20	2(29HA10)=22,78	17,70	***OUI***
6	4,47	0.25	0,08	22,50	30	20	2(29HA10)=22,78	16,65	***OUI***
7	5,45	0,16	1,59	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	13,05	***OUI***
8	3,45	0,16	0,01	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	8,40	***OUI***
9	1,65	0,16	0,88	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	3,90	***OUI***
10	2,95	0,16	2,40	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	7,05	***OUI***
11	4,85	0,16	0,42	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	11,55	***OUI***
12	4,57	0,16	0,14	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	10,95	***OUI***
13	5,55	0,16	1,25	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	13,12	***OUI***
14	3,55	0,16	0,75	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	8,40	***OUI***
15	1,75	0,16	0,55	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	4,20	***OUI***
16	3,05	0,16	1,29	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	7,20	***OUI***
17	4,95	0,16	0,20	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	11,85	***OUI***
18	4,67	0,16	0.07	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	11,10	***OUI***
19	4,15	0,25	0,10	22,50	30	20	2(29HA10)=22,78	15,45	***OUI***
20	4,25	0,16	0,49	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	10,20	***OUI***
21	4,35	0,16	0,49	14,40	22,50	20	2(18HA10)=14,14	10,35	***OUI***

IV.2.3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt est **8 mm** tel que Øt ≤ Øv , Øv étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles :

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

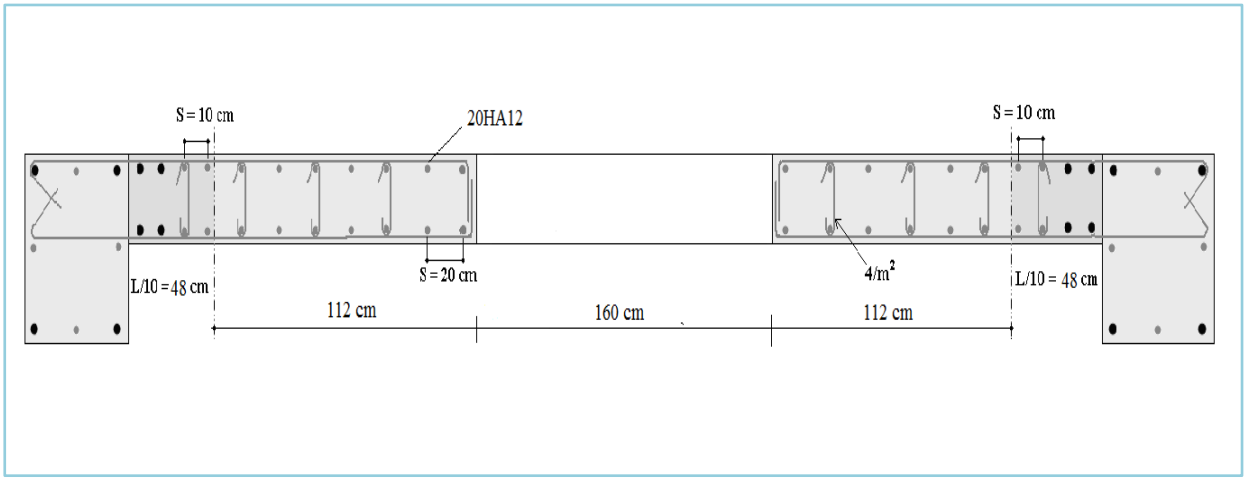


Fig.V.8. Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture considérés pleins

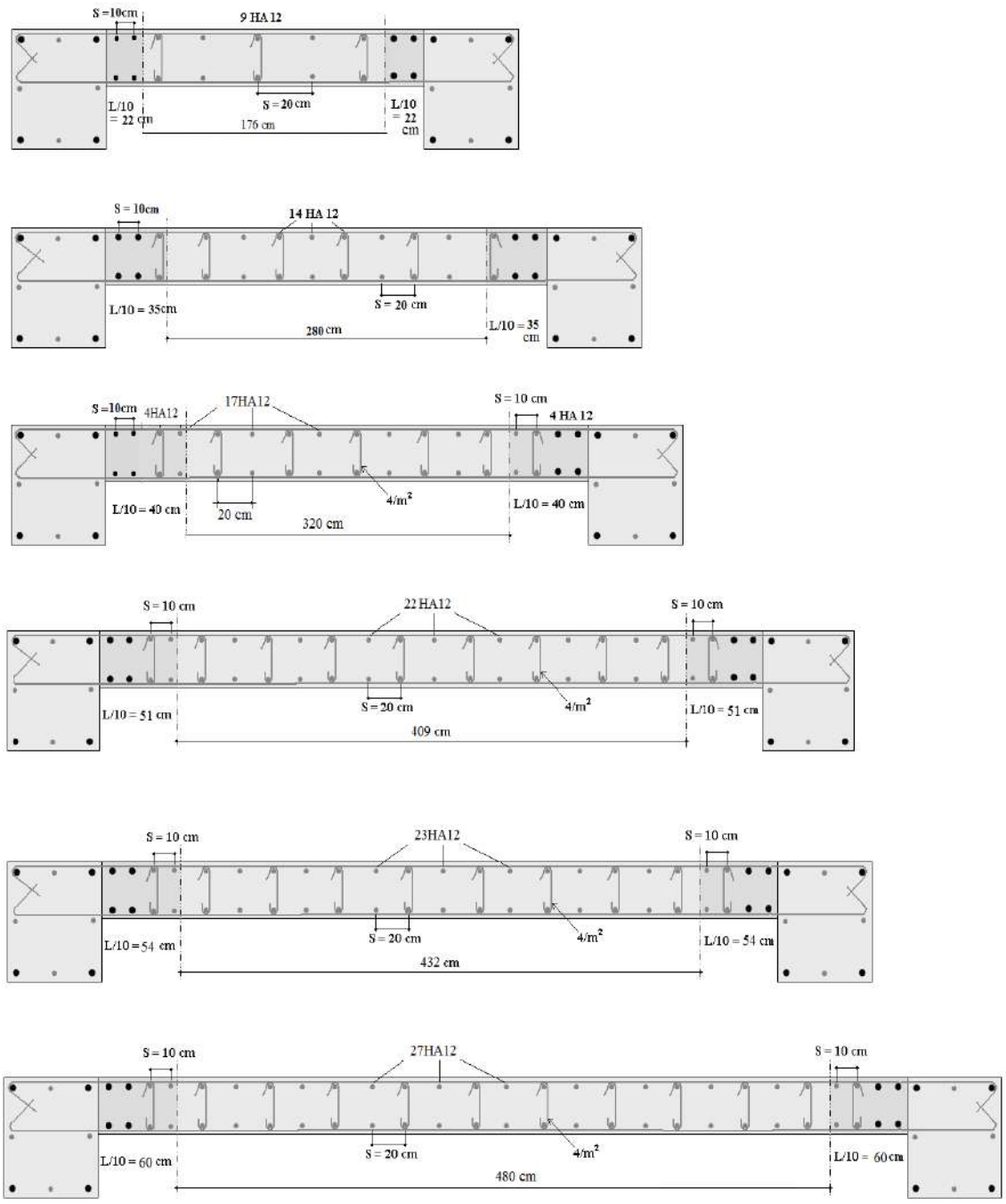
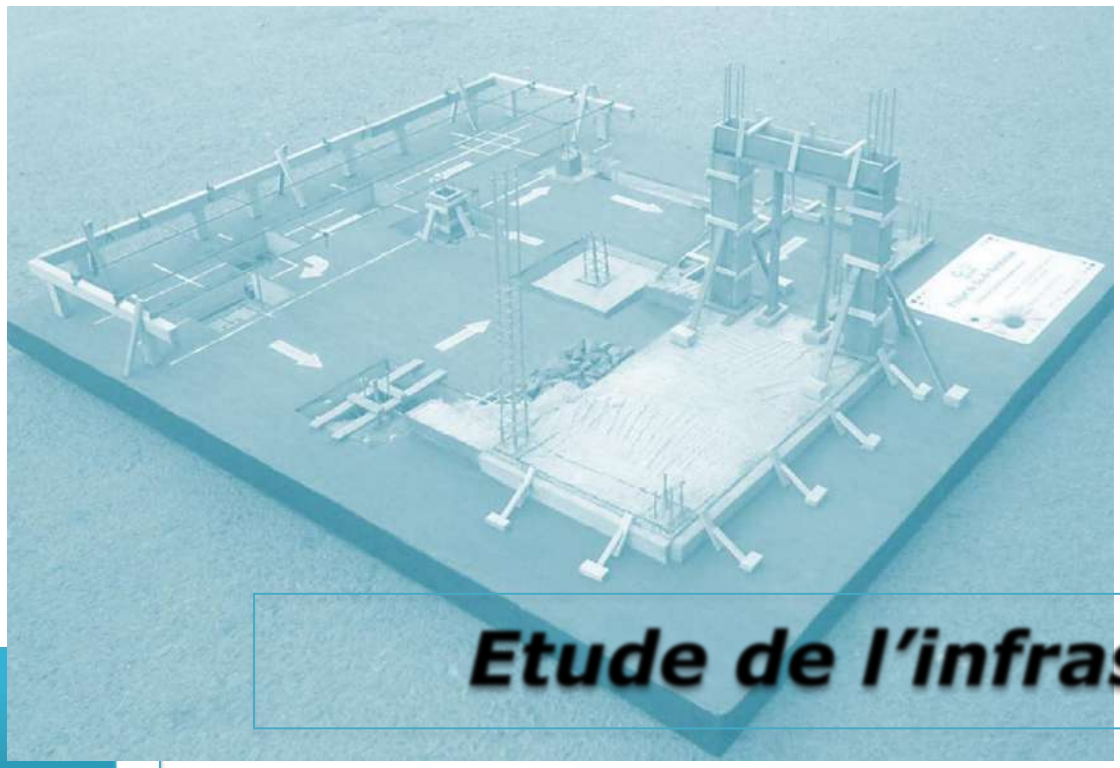


Fig.V.9. Disposition des armatures dans les voiles pleins épaisseur 16 et 25 cm

6



Etude de l'infrastructure

I. Etude des fondations

Les fondations sont des éléments qui ont pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol.

Les fondations doivent être stable sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure
  - *Un effort normal*
  - *Une force horizontale*
  - *Un moment*
- Les sollicitations dues au sol

I.1. Contrainte du sol

En absence de l'étude géotechnique réservée au projet et aucune information sur la nature du sol, la contrainte du sol et la profondeur d'ancrage, nous avons pris une contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{Sol}$ = 1,5 bars à 02 mètre d'ancrage, l'angle du frottement du sol $\varphi=22^{o}$

I.2. Choix du type de fondation

Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage
- Facilité d'exécution
- Economie

Pour notre structure , nous avons le choix entre ***des semelles isolées***, ***des semelles filantes*** et ***un radier général***, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelles adéquat.

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$(S_S / S_b < 50\ \%)$$

I.2.1. Choix 01 : *Des semelles isolées sous les poteaux et filantes sous les voiles*

- ***Dimensionnement***

  La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

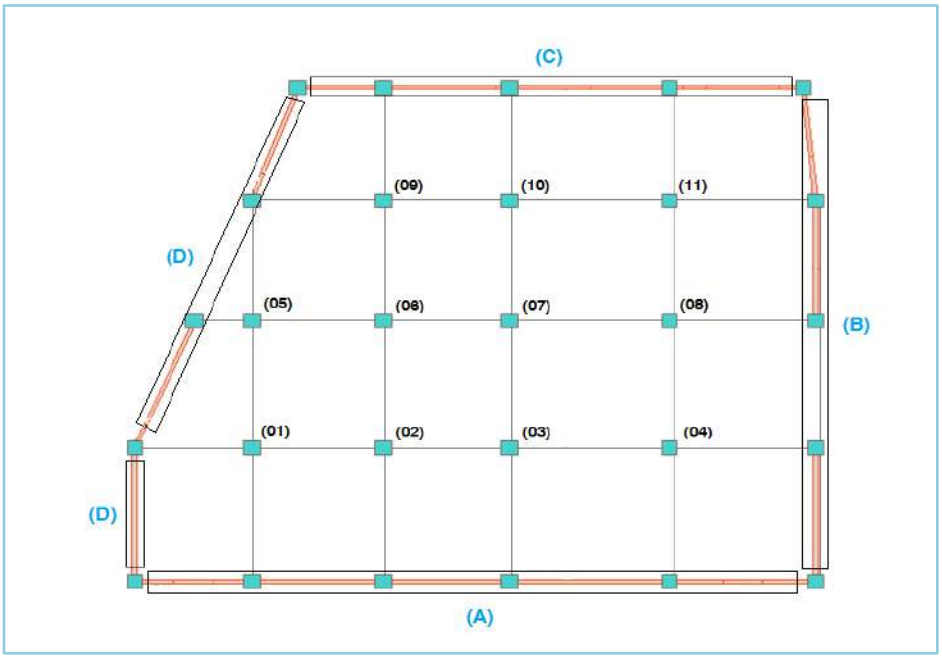


Fig.VI.1. Position des semelles (choix 01)

Tab.VI.1. Dimensionnement des semelles sous voiles

Semelle	N_{max}(kN)	σ_{sol} (bars)	L (m)	B (m)
(A)	11202,49	1,5	29,00	3,00
(B)	10398,83	1,5	23,22	3,00
(C)	8615,17	1,5	21,80	3,00
(D)	9952,37	1,5	24 ,54	3,00

Tab.VI.2. Dimensionnement des semelles sous poteaux

Semelle	N_{max}(kN)	σ_{sol} (bars)	A (m)	B (m)
(01)	2785,70	1,5	4,70	4,70
(02)	3218,33	1,5	4,70	4,70
(03)	3581,99	1,5	5,00	5,00
(04)	3723,28	1,5	5,00	5,00
(05)	2427,28	1,5	4,30	4,30
(06)	3239,40	1,5	4,70	4,70
(07)	4085,26	1,5	5,30	5,30
(08)	4190,79	1,5	5,30	5,30
(09)	2778,37	1,5	4,30	4,30
(10)	4125,46	1,5	5,30	5,30
(11)	3726,45	1,5	5,00	5,00

- **Vérification de le rapport (S_S / S_b < 50 %)**

  S_S = 558,80

  S_b =564,33

  S_S / S_b = **0,98** ….. N'est pas vérifiée

Conclusion

D'après les vérifications précédentes on conclue que ce choix de fondation n'est pas acceptable. Les dimensions des semelles occupent la totalité de l'assise, c'est-à-dire pas de bande de sol entre deux semelles.

I.2.2. Choix 02 : *Des semelles filantes sous les voiles* et les poteaux

- ***Dimensionnement***

  La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

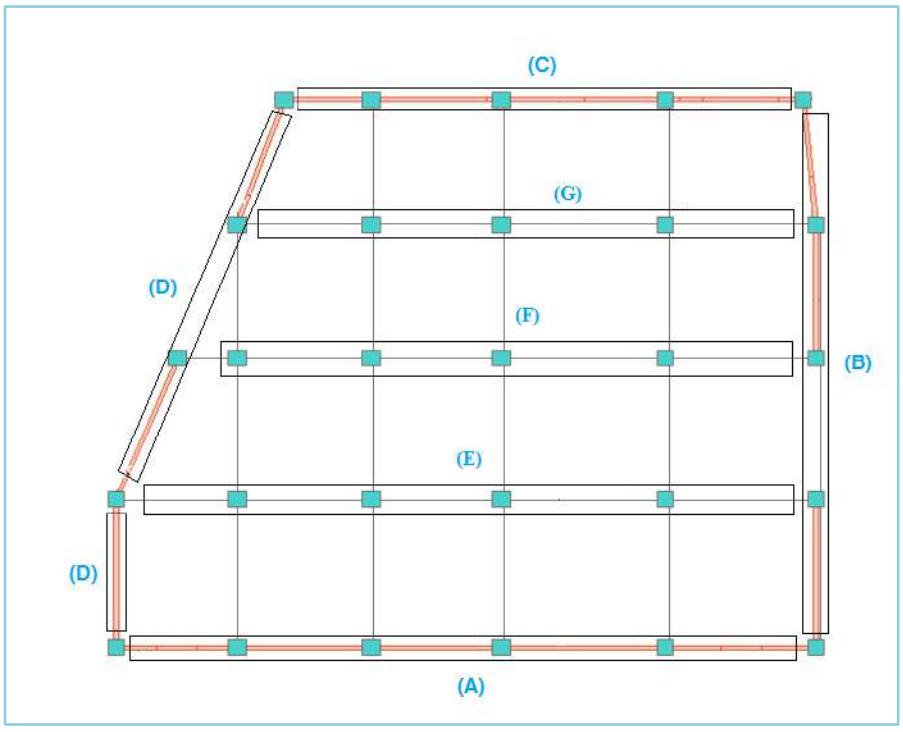


Fig.VI.2. Position des semelles (choix 02)

Tab.VI.3. Dimensionnement des semelles sous voiles

Semelle	N_{max}(kN)	σ_{sol} (bars)	L (m)	B (m)
(E)	7662,24	1,5	29,00	1,90
(F)	8281,86	1,5	26,55	2,10
(G)	6601,24	1,5	24,20	2,60

- **Vérification de le rapport (S_S / S_b < 50 %)**

  S_S = 419,35

  S_b =564,33

  S_S / S_b = **0,74** ……. N'est pas vérifiée

Conclusion

D'après les vérifications précédentes on conclue que ce choix de fondation n'est pas acceptable. Les dimensions des semelles occupent la totalité de l'assise, c'est-à-dire pas de bande de sol entre deux semelles.

I.2.3. Choix 03 : *Des semelles filantes croisées sous les voiles* et les poteaux

- ***Dimensionnement***

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

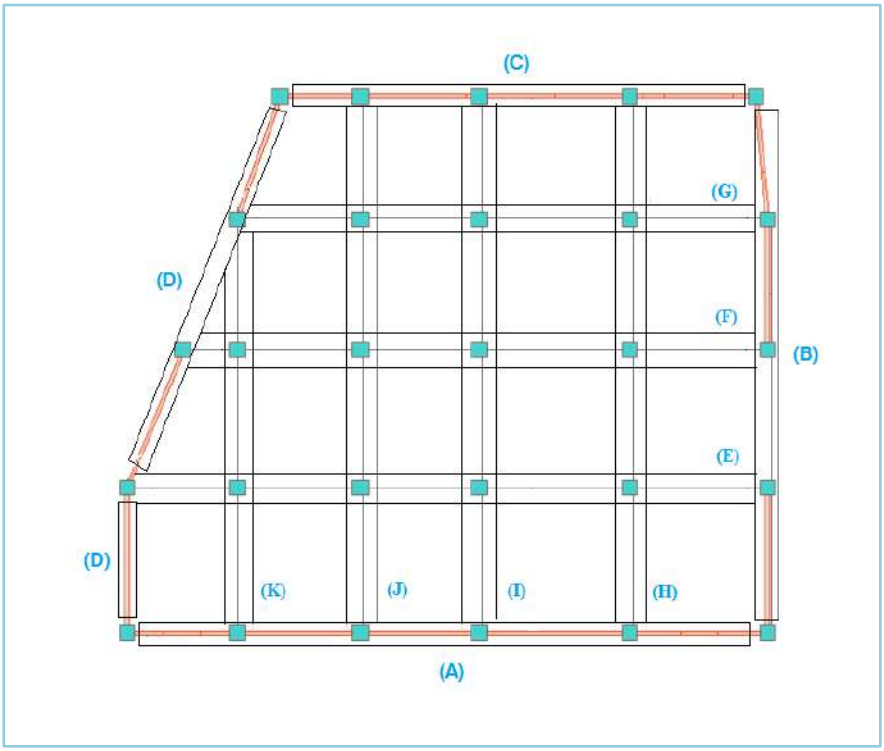


Fig.VI.3. Position des semelles (choix 03)

Tab.VI.4. Dimensionnement des semelles

Semelle	N_{max}(kN)	σ_{sol} (bars)	L (m)	B (m)
A	7662,2	1,5	29,00	2,50
B	8281,86	1,5	23,22	2,90
C	6601,24	1,5	21,80	2,60
D	3754,71	1,5	24 ,54	2 ,70
E	5309,53	1,5	29,00	1,90
F	6386,09	1,5	26,55	2,10
G	6570,32	1,5	24,20	2,60
H	6570,32	1,5	23,20	2,40
I	6386,09	1,5	23,20	3,20
J	5309,53	1,5	23,20	2,70
K	3754,71	1,5	17,10	3,60

- **Vérification de le rapport (S_S / S_b < 50 %)**

  S_S = 690,67

  S_b = 564,33

  S_S / S_b = **1 ,22** ….. N'est pas vérifiée

Conclusion

D'après les vérifications précédentes on conclue que ce choix de fondation n'est pas acceptable. Les dimensions des semelles occupent la totalité de l'assise, c'est-à-dire pas de bande de sol entre deux semelles.

Donc nous opterons pour ***un radier.***

I.2. Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier général offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Une meilleure rigidité.

I.2.1. Pré dimensionnement du radier

a. Vérification de la surface du radier

L'emprise totale du bâtiment : $\mathbf{S_b}$ = 564,33 m²

La surface nécessaire du radier : S_r

$S_r \geq \frac{\sum Ni}{\sigma sol}$; $S_r = \frac{77543,34}{150}$ = 516,95 m²

S_r = 516,95 m² => $\mathbf{S_r < S_b}$

On prévoit alors un débord de 50 cm sur le périmètre du bâtiment.

Donc $\mathbf{S_r}$ = 612,53 m² > $\mathbf{S_b}$

b. Détermination de l'épaisseur du radier

- **Condition de cisaillement**

$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \overline{\tau_u}$ = 0,05 f_{c28} ; $V_u = q\frac{1}{2}$

Avec : $q = \frac{N_u \times 1ml}{S_r} = \frac{106764,91}{612,53}$ = 174,30 kN/ml

Et : $V_u = \frac{174,30}{2}$ = 575,19 kN/ml

$\frac{Vu}{b\times 0{,}9h} \leq 0{,}05\ f_{c28}$

Donc : $h \geq \frac{575{,}19}{0{,}05\times 0{,}9\times 1\times 25\times 10^3} = 0{,}511$ m

Soit : h = 52 cm

- **Condition de rigidité**

$Le \geq \frac{2Lmax}{\pi}$

- L_{max} *:* la plus grande distance entre deux portique parallèles : L_{max} = 6.60 m.
- *Le:* la longueur élastique : $Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$
- *E :* module d'élasticité. , E = 32164 MPa
- I : inertie d'une bande d'1 m de radier.
- K : coefficient de raideur du sol. , K= 40 MN/m^3
- b : largeur du radier (bande de 1m)

$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb}$; $I = \frac{bh^3}{12}$

Donc $h \geq \sqrt[3]{\frac{48kL^4_{max}}{E\pi^4}}$

$h \geq \sqrt[3]{\frac{48\times 40\times 6{,}60^4}{32164\times 3.14}}$ => h ≥ 1,05 m

On trouve que h ≥ 1,05 m est une grande épaisseur donc on choisit ***un radier nervuré***.

c. Dimensionnement du radier nervuré

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes

$h_r \geq \frac{L}{20}$ avec une hauteur minimal de 25 cm

$h_r \geq \frac{660}{20}$ = 33 cm ; On prend $\boldsymbol{h_r = 35\ cm}$

La nervure du radier doit avoir une hauteur

$h_n \geq \frac{L}{10}$ = 66 cm

On prend : $\boldsymbol{h_n = 70\ cm}$

Dimensions finales

$h_r = 35\ cm$: hauteur de la dalle du radier.

$h_n = 70\ cm$: hauteur de la nervure.

I.2.2. Caractéristique du radier nervuré

a. Poids du radier nervuré

Pr = $P_{radier} + P_{nervure}$

= (612,53 × 0,35 × 25) + (0,70 × 0,75 × 266 × 25)

Pr = 8850,88 kN

b. Caractéristiques géométrique du radier nervuré

- ***Centre de gravité***

  On a :

  $X_{GR} = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$ = 14,83 m

  $Y_{GR} = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$ = 12,06 m

  Xg , Yg étant les coordonnées du centre des masse du rez de chaussée.

  Xg = 14,33 m ; **Yg** = 10,66 m

- ***Moment d'inertie***

  $\mathbf{I_x} = L_x(L_y)^3 / 12 = 29(23,2)^3/12 =$ **30177,32 m^4**

  $\mathbf{I_y} = L_y(L_x)^3 / 12 = 23,2(29)^3/12 =$ **47152,06 m^4**

➢ ***Excentricité de la résultante des forces par rapport au C.D.G***

e_x= $|X_{GR} - X_G|$ = $|14{,}83 - 14{,}33|$ = **0,50 m**

e_y= $|Y_{GR} - Y_G|$ = $|12{,}06 - 10{,}66|$ = **1,40 m**

- Les valeurs du centre de masse de la superstructure et celle relative au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

I.2.3. Vérification de la stabilité du radier nervuré

a. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$Nu \leq 0{,}045 \times u_c \times f_{c28} \times h$$

➢ ***Pour les poteaux***

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante :

Avec :

Nu : charge du poteau à LELU égale à 5792,34 kN

Uc : périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier

Uc = (a + b + 2h) × 2 = (0,75 + 0,75 + 2(0.35+ 0.70) ×2 = 7,20 m

Nu = ***5792,34 kN*** ≤ 0,045 × 7,20 × 25000 × 1,05 = ***8505 kN***

➢ ***Pour les voiles***

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité pour une bande de largeur b =1 m.

Avec :

Nu : charge du voile à LELU égale à 2409,25 kN

Uc : périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier

Uc = (a + b + 2h) × 2 = (0,25 + 1 + 2(0.35+ 0.70) ×2 = 6,70 m

Nu = ***2409,25 kN*** ≤ 0,045 × 6,70 × 25000 × 1,05 = ***7914,37 kN***

Les conditions sont vérifiés pour les poteaux et les voiles , il n'y'a pas de risque de poinçonnement.

b. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticale

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible

N = (N radier + N bâtiment) = (G radier + Q + G bâtiment)

N = 8850,88 + 77543,34 = 86394,22 kN

$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{86394,22}{612,53} = 141,04$ kN $\leq \overline{\sigma_S} = 150$ kN …… Condition vérifiée.

c. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G+E) ►►RPA [Art 10.1.5] ◄◄

Le radier reste stable si : e = $\frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Tab.VI.5. Vérification de la stabilité du radier

	N	Mx	My	ex	ey	Lx/4	Ly/4	Condition
0.8G+Ex	51013,44	56028,07	66338,54	1,09	1,30	7,25	5,80	*Vérifiée*
0.8G+Ey	51053,32	65668,89	76231,20	1,28	1,49	7,25	5,80	*Vérifiée*

d. Vérification des contraintes

A l'ELU : $\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq 1{,}33\ \bar{\sigma}_s$

A l'ELS : $\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_s$

Avec: $\sigma_1 = \frac{N}{S} \pm (\frac{M_X}{I_X}).y_g$

$\sigma_2 = \frac{N}{S} \pm (\frac{M_Y}{I_Y}).X_g$

Tab.VI.6. Vérification des contraintes

à l'ELU				**à l'ELS**			
N (kN)	***M (kN.m)***	σ_{moy} ***(kN/m²)***	$1{,}33\ \bar{\sigma}_s$	***N (kN)***	***M (kN.m)***	σ_{moy} ***(kN/m²)***	$\bar{\sigma}_s$
106764,91	11679,56	192,62	199,50	77543,34	648393,32	119,54	150,00
$\sigma_{moy} \leq 1{,}33\ \bar{\sigma}_s$				$\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma}_s$			

I.2.3. Ferraillage du Radier nervuré

I.2.3.1. Ferraillage de la dalle du radier

On prend le panneau le plus sollicité du radier, il est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments.

On a : $\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y} = \frac{6,00}{6,60} = 0,90 > 0.4$

Donc : à l'ELU : $\mu_x = 0,0456$

$\mu_y = 0,7834$

à l'ELS : $\mu_x = 0,0528$

$\mu_y = 0,8502$

On a un panneau travaillant suivant les deux directions. On utilise la méthode forfaitaire.

a. Calcul des Charges du radier

$$q_{rad} = \frac{P.P + P_{remblai} + \sum N_i}{S_r} = \frac{5359,63 + (18(2-0,35)612,53) + 77543,34}{612,53} = 165,04 \text{ kN/m}^2$$

Combinaison des charges

à l'ELU: qu=1.35 . q_{rad} = 222,81 kN/m²

à l'ELS: qser= q_{rad} =165,04 kN/m²

b. Calcul des moments

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur

➢ **à l'ELU**

$Mx = \mu_x \times qu \times \ell_x^2 = 0{,}0456 \times 222{,}81 \times 6^2 =$ **365,76** kN.m.

$My = \mu_y \times M_x =$ **286,54** kN.m.

❖ **En travée**

$M_{tx} = 0.85M_x =$ **310,89** kN.m.

$M_{ty} = 0.85M_y =$ **243,55** kN.m.

❖ **Aux appuis**

$M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3\ M_x =$ **- 109,72**kN.m.

$M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5\ M_x =$ **- 182,88** kN.m.

➢ **à l'ELS**

$M_x = M_x = \mu_x \times q_{ser} \times \ell_x^2 = 0{,}0528 \times 165{,}04 \times 6^2 =$ **313,70** kN.m.

$M_y = \mu_y \times M_x =$ **266,71** kN.m.

❖ **En travée**

$M_{tx} = 0.85M_x =$ **266,64** kN.m.

$M_{ty} = 0.85M_y =$ **226,70** kN.m.

❖ **Aux appuis**

$M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3\ M_x =$ **- 94,11** kN.m.

$M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5\ M_x =$ **- 133,35** kN.m.

c. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

hr = 35 cm ; c = 2,5 cm

Hauteurs utiles :

$dx = h - e - Ø_x/2 = 35 - 3 - \frac{1,4}{2} = 31,30$ cm

$dy = d_x - (Ø_x + Ø_{y)}/2 = 31,30 - (1,4 + 1,4)/2 = 29,90$ cm

Tab.VI.7. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

	sens	M (kN.m)	D (cm)	A (cm²)	$A_{min\ CBA}$ (cm²)	A choisi (cm²)
Travée	X	310,89	31,30	32,69	2,31	10HA25=49,09
	Y	243,55	29,90	26,24	2,31	10HA20= 31,41
Appui	X	-109,72	31,30	10,50	2,31	10HA16=20,10
	Y	-182,88	29,90	19,06	2,31	10HA16=20,10

d. Vérification des contraintes à l'ELS:

Tab.VI.8. Vérification des armatures du radier à l'ELS

	sens	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs≤[σs]	σb≤[σb]
Travée	***X***	49,09	266,64	201,63	12.78	Oui	Oui
	Y	31,41	226,70	201,63	12,38	Oui	Oui
Appui	***X***	20,10	-94,11	165,64	5,95	Oui	Oui
	Y	20,10	-133,35	201,63	8,42	Oui	Oui

On remarque que les contraintes sont vérifiées.

e. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = 459{,}54kN$$

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = 445{,}62\ kN$$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \,.\, d} = \frac{459{,}54.\,10^3}{1000 * 299} = 1{,}53\ MPa \leq \frac{0.15\ .fc28}{\gamma b} = 2{,}5MPa$$

I.2.3.2. Ferraillage de la nervure

- ***Evaluation des charges***

À l'ELU :

$$q_u = \frac{Nu}{S_{rad}} = 130{,}72\ kN/m2$$

À l'ELS :

$$q_{ser} = \frac{Nser}{S_{rad}} = 94{,}94kN/m$$

- ***Calcul des moments***
  - **Aux appuis**

à l'ELU

$$M_a = -\frac{q_u.\ell^2}{12} = \frac{236.23x3.85^2}{12} = \text{-}604{,}93\ kN.\,m$$

à l'ELS

$$M_a = -\frac{q_{ser}.\ell^2}{12} = \frac{170.66x3.85^2}{12} = \text{-}454{,}20kN.\,m$$

- ***En travées***

à l'ELU

$$M_t = -\frac{q_u \ell^2}{24} = \frac{236.23x3.85^2}{24} = 300{,}92 \text{ kN.m}$$

A l'ELS

$$M_t = -\frac{q_{ser} \ell^2}{24} = \frac{170.66x3.85^2}{24} = 225{,}94 \text{kN.m}$$

- ***Calcul du ferraillage***
- **armatures longitudinales**

Les nervures travaillent en flexion simple.

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad Si \; \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \; et \; A = \frac{Mu}{\beta . d.\sigma s}$$

Tab.VI.9. Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	Mu (kN.m)	***μ***	***β***	***A'***	***A (cm²)***	A_{min}	A_{min}	***Choix***
Travée	300,92	0.063	0,967	0	13,35	5,25	21,00	***10HA16=20,10***
Appui	-604,93	0.127	0,932	0	27,85	5,25	21,00	***10HA20=31,41***

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tab.VI.10. Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

	A_{ELU} ***(cm²)***	***Mser (kN.m)***	***σb (MPa)***	***σs (MPa)***	***σb ≤ [σb]***	***σs ≤ [σs]***
Travée	20,10	225,94	5,10	185,87	*Oui*	*Oui*
Appui	31,41	454,20	8,74	201,63	*Oui*	*Oui*

➢ ***Armatures Vérification de la contrainte de cisaillement***

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$; $Tu = \frac{q_u \ell}{2} = 377{,}39 kN.m$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{377{,}39 * 10^3}{750.670} = 0{,}75 \text{ MPa} < [\tau] = 2.50 \text{ MPa}$

➢ ***Armatures transversales***

Pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

➢ **Zone nodale**

- A_t = 5HA10.
- S_t = 10cm.

➢ **Zone courante**

- A_t = 5HA10
- S_t = 20cm

I.2.3.3. Ferraillage de débord

➢ **Dimensions**

L = 0.50 m

b = 1,00 m

h = 0,35 m

d = 0,32 m

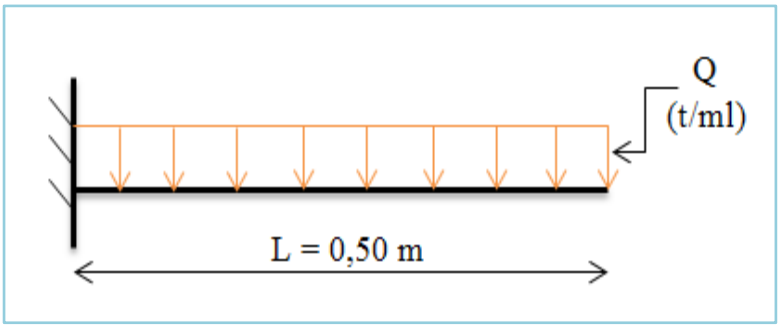


Fig.VI.4. Schéma statique de débord

➢ **Sollicitations**

$\mathbf{P_{débord}} = Pp + P_{remblai}$

= (1×0,35×0,50×25) + (18×0,50(2 - 0,35))

= 19,22 kN/ml

$\mathbf{q_u}$ = 1,35 (19,22) = 25,94 kN/ml

$\mathbf{q_{ser}}$ = 19,22 kN/ml

➢ **Calcul de ferraillage**

M_u = $\frac{q_u \times L^2}{2}$ = 3,24 kN.m

As = 1,86 cm²

$A_{choisie}$ = 5HA14 = 7,69 cm²

➢ **Verification à l'ELS**

M_{ser} = $\frac{q_{ser} \times L^2}{2}$ = 57,61 kN/ml

σs = 201,63 MPa < $\overline{\sigma_S}$ = 202 Mpa …Ok

σb = 8,00 MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 Mpa …Ok

➢ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min}$$

A_s = ***7,69 cm²*** ≥ $A_{s\,min}$= 0,23×bd(f_{tj}/f_e) = ***1,93 cm²***

Condition vérifiée

➢ **Verification de cisaillement**

τ_u < $\bar{\tau}_u$ = 2,50 Mpa

$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$; $V_u = q_u \times L$ = 311,10 kN.m

τ_u = 0,972 Mpa < 2,50 MPa

I.3. Etude des longrines

Les longrines sont des éléments appartiennent à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles.

Les longrines sont soumises à des forces axiales de traction.

I.3.1. Dimensionnement ►►RPA [Art 7.5.2.1] ◄◄

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

(25×30) cm pour un site de catégorie S_2.

On adopte pour notre longrine des dimensions de (30×40) cm.

I.3.2. Ferraillage

- ***Sollicitations*** **►►RPA [Art 7.5.2.1] ◄◄**

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction Sous l'action d'une force égale à:

$$\mathbf{F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\ kN}$$

Avec :

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique, pour notre cas ***α=12***

On aura donc :

Tab.VI.11. Détermination des sollicitations

	N(kN)	***F(kN)***
à l'ELU	5792,34	482,69
à l'ELS	4190,79	349,23

- ***Calcul de ferraillage***

Les armatures longitudinales sont données par:

$A_u = \frac{F_U}{\sigma_S} = \frac{482{,}69 \times 10^3}{348} = 13{,}87\ cm^2$

- **Condition de non fragilité (CBA93)**

$A \geq \frac{B.f_{t28}}{f_e} = \frac{(30\times40)2{,}10}{400} = 6{,}30\ cm^2$

Donc on adopte ***2(6HA14) = 18,47 cm²***

➢ ***Vérification à l'ELS***

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$\boldsymbol{\sigma = \frac{F_{Ser}}{A}} = \frac{349{,}23\times10^3}{1847}$ = 189,07 MPa ≤ $\bar{\sigma}$= 202 MPa …… Vérifiée.

➢ ***Section minimale donnée par le RPA 99version 2003***

Le ferraillage minimum doit être de 0,6% de la section :

A ≥ 0,6% B

A = *18,47 cm²* ≥ $\frac{0{,}6\times30\times40}{100}$ = *7,20 cm²* ……. Vérifiée.

➢ ***Armatures transversales***

Le diamètre des armatures transversales adoptés est $\boldsymbol{\Phi_t = 8mm}$

➢ ***Espacement***

$S_t \leq \min [20cm ; 15\ \Phi_l]$

On adopte $\boldsymbol{S_t = 15cm.}$

I.4. Etude de mur de soutènement

I.4.1. Calcul de la poussée des terres

Nous avons :

- un terrain plat : β=0
- mur droit : λ=0
- le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel : γ=18kN/m^3.
- l'angle de frottement interne : φ=22^o

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à : ***P=1/2 (k_p.γ.h²)***

Avec : $K_p = \frac{1-sin\varphi}{1+sin\varphi}$; $K_p = 0,455$

Donc : **P** = ½. 0,455. 18. 2,89² = **34,20 kN/ml**

I.4.2. Ferraillage de mur de soutènement

Les panneaux constituant le mur de soutènement sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles encastrées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients µx , µy de répartition des moment selon X ,Y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$$

Dans notre cas : $\rho = \frac{2,89}{6,00}$=0,48 > 0.4

Donc : à l'ELU : $\boldsymbol{\mu_x}$ = 0,0994

$\boldsymbol{\mu_y}$ = 0,25

à l'ELS : $\boldsymbol{\mu_x}$ = 0,1026

$\boldsymbol{\mu_y}$ = 0,3491

On a un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

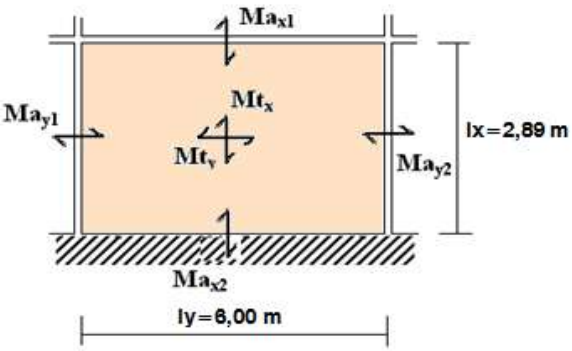


Fig.VI.5. Les moments subissant par le voile périphérique

➢ ***Combinaisons d'actions***

q_u = 1.35P = ***46,17 kN/ml***

q_{ser} = P = ***34 ,20 kN/ml***

➢ ***Détermination des moments***

- **à l'ELU**

$Mx = \mu_x \times qu \times \ell_x^2 = 0{,}0994 \times 46{,}17 \times 2{,}89^2$=**38,33** kN.m.

$My = \mu_y \times M_x$ = **9,58** kN.m.

❖ **En travée**

$M_{tx} = 0.85M_x$= **32,58** kN.m.

$M_{ty} = 0.85M_y$= **8,14** kN.m.

❖ **Aux appuis**

$M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3\ M_x$ = - **11,49**kN.m.

$M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5\ M_x$ = - **19,16** kN.m.

- **à l'ELS**

$M_x = M_x = \mu_x \times q_{ser} \times \ell_x^2 = 0{,}1026 \times 34{,}20 \times 2{,}89^2 =$ **29, 30** kN.m.

$M_y = \mu_y \times M_x =$ **10,23** kN.m.

❖ **En travée**

$M_{tx} = 0.85 M_x =$ **24,90** kN.m.

$M_{ty} = 0.85 M_y =$ **8,69** kN.m.

❖ **Aux appuis**

$M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3\ M_x =$ **- 8,79** kN.m.

$M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5\ M_x =$ **- 14,65** kN.m.

➢ **Détermination des armatures longitudinales à l'ELU**

Le ferraillage se fait par mètre linéaire :

Tab.VI.12. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	Sens	**M (kN.m)**	**d (cm)**	**A (cm^2)**	**A_{min} CBA (cm^2)**	**$A_{choisie}$**
Travée	X	32,58	22,50	4,25	1,25	6HA12 = 6,78
	Y	8,14	22,50	1,04	1,25	6HA12 = 6,78
Appui	X	-11,49	22,50	1.48	1,25	6HA12 = 6,78
	Y	-19,16	22,50	2,47	1,25	6HA12 = 6,78

➢ ***Vérification des contraintes à l'ELS***

Tab.VI.13. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELS

	Sens	A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs ≤ [σs]	σb ≤ [σb]
Travée	X	6,78	24,90	161,31	4,16	*Oui*	*Oui*
	Y	6,78	8,69	8,92	0,80	*Oui*	*Oui*
Appui	X	6,78	-8,79	9,03	0,81	*Oui*	*Oui*
	Y	6,78	-14,65	15,04	1,35	*Oui*	*Oui*

➢ ***Vérification de la contrainte de cisaillement***

- **suivant X :**

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = 53{,}76kN$$

- **suivant Y :**

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = 44{,}47kN$$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T^{max}}{b_0 \,.d} = \frac{53{,}76 * 10^3}{1000 * 225} = 0{,}023MPa \leq \frac{0.07 \,.fc28}{\gamma b} = 1.16Mpa$$

Condition vérifiée : on n'a pas besoin des armatures transversales

Conclusion générale

Le déroulement de ce modeste Projet de Fin d'Etude nous a permis de définir les modes opératoires nécessaires pour assurer une bonne étude Génie Civil conforme au plan architectural. Ces modes ont aussi contribué à maitriser l'avancement des calculs conformément aux consignes de sécurité en respectant les normes parasismiques algériennes indiquées dans le RPA99 version 2003.

L'étude est très formatrice. Elle nous a permis de découvrir l'aspect du bâtiment qu'on n'a pas encore eu l'occasion de parcourir ; nous a donné l'occasion de côtoyer des personnes de différents horizons qui nous ont fait progresser dans son avancement ; nous a fourni une certaine expérience dans l'anticipation des travaux et on a trouvé une application directe des cours suivi à l'université. En effet, le domaine de Génie Civil fait appel à des notions de résistance des matériaux, de statique, de mécanique des sols et de dynamique des structures. Aussi améliorer nos capacités en utilisant l'outillage informatique qui soit:

-calcul (SAP2000 , Robot expert).

-dessin (AutoCAD)

-bureautique (Word, Excel et Power Point)

En fin, nous espérons que ce PFE apportera un plus à ceux qui le consulteront.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

- **[1]:** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**
- **[2] :** Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**
- **[3]:** Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- Aide-mémoire béton armé « PIERRE GUILLOMONT »
- Cours du béton armé. Mr .BOUKANDAKDJI.O.
- Introduction à la mécanique des sols « BOUAFIA Ali – MIR Mouna »
- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé « ALBERT Fuentes »
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures SAP2000 version 15
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2010