REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE 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 Habitation (R +8) contreventé par des voiles

Etudié par
Toubal seghir Asma
Serrar Meriem

Dirigé par:
Khelladi mohamed

ANNEE UNIVERSITAIRE 2014/2015

Dédicace

C'est avec un grand honneur que je dédie ce modeste travail aux

Personnes les plus chères au monde après mon dieu.

A mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A mes frères : Oussama, Abdeslam et Mohamed amine

A ma petite sœur Nada.

A toute la famille ' ***Toubal seghir*** *'sans exception*

Je remercie ma copine et binôme Meriem et mon ami Chergui Abdelfetah qui ont contribué à la Réalisation de ce modeste travail.

Mes amis intimes

A tous mes collègues de 5 ème année génie civil

Asma

Dédicace

Je tiens à dédier mon mémoire :

Tout d'abord à mes parents qui ont toujours été présents et M'ont aidé pendant toute ma scolarité, à ma très chère, à mes oncles, mes cousins et Cousines.

À tous les membres de ma famille Serrar

À ma meilleur copine Asma

C'est avec toi souvent que j'ai partagé mes joies et mes peines, tu M'as toujours soutenu grâce à ta présence, et ton amitié. Que notre amitié dure éternellement.

A mes amies intimes

À ceux qui me connaissent, et surtout qui m'aimé-je dédie Ce modeste travail.

Meriem

Remerciement

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

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

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

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

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

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلىدراسة بناية من الخرسانة المسلحة المكونة من (طابق أرضي+ثمانية طوابق) والمقرر بناؤها في ولاية المدية المصنفة ضمنالمنطقة المتوسطة زلزاليا. (IIb) مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة. . قياس الأبعاد و التسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003 قانون الخرسانة المسلحة.93. تمتالدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقميةباستعمال برنامج تحليل الهياكل .«SAP2000 V 17.1»

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé (RDC+8 étages) destiné à réaliser dans la wilaya de Médéa classée dans la zone de moyenne sismicité (zoneIIb**)** .Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte portiques-voiles. Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au documents technique règlementaires CBA93 et RPA99 version 2003. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique moyennant le logiciel d'analyse (SAP2000 V 17.1)

Abstract :

This project involves studying a block of reinforced concrete (ground for dealing+8 stories) for realised in the city of Médéa, placed in the area of Medium seismically region (Zone IIb). The bracing of the structure through a mixed system gantry-sails. The dimensioning and the reinforcement of all the resistance element were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 version 2003. The seismic survey was conducted following the numerical method through the analysis software

Sommaire

Résumé……..
Remerciement……...
Dédicace……
Liste des tableaux, figures et
notations…….

Chapitre I : description de l'ouvrage

I.1.Introduction……..1

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 1

I.3. Dimensions en plan du bâtiment……...1

I.3.1. Planchers ……...1

I.3.2. Maçonnerie……2

I.3.3. revêtement ……2

I.3.4. L'acrotère ……..2

I.3.5. les escaliers ……2

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux ……2

I.4.1. le béton ……..2

I.4.1.a -caractéristique du Béton …..3

I.4.1.b ciment…….3

I.4.1.c-Granulats……..3

I.4.1.d-Eau de gâchage……..3

I.4.1.e-Dosage du béton……3

I.4.2-Béton armé……4

I.4.2.a-Résistance du béton……4

I.4.2.b-Résistance caractéristique à la compression……...4

I.4.2.c-Résistance caractéristique à la traction……...4

I.4.2.d-Coefficient de POISSON (υ)……..5

I.4.2.e-Module de déformation longitudinale……..5

I.4.3.Acier……5

I.4.3.a .Types d'acier……6

I.4.3.b Module d'élasticité longitudinale de l'acier……..6

I.4.4. Principe de calcul selon le CBA 93……6

I.4.4.a.E.L.U de résistance……7

I.4.4 .a.1.Contrainte du béton en compression……7

I.4.4.a.2. Contrainte ultime de cisaillement……..7

I.4.4.a.3. Contrainte limite de l'acier……7

I.4.4.b. A l'E.L.S……...8

I.4.4.b.1.E.L.S de compression de béton……...8

I.4.4.b.2.E.L.S de contrainte limite de l'acier……8

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction……..10

II .2 Pré dimensionnement des planchers……...……10

II .2.1. Plancher à corps creux……..10

II .2.2. Les dalles pleines……..11

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations……12

II.3.1. Maçonnerie……12

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison)……12

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison)……...12

II.3.2. Plancher terrasse……...13

II.3.2.a. Charges permanentes……13

II.2.2.b. Charges d'exploitation……..13

II.3.3. Plancher courant……..14

II.3.3.a. Charges permanentes……14

II.3.3.b. charges d'exploitation ……14

II.3.4. Dalle pleine……15

II.3.4.a Terrasse……..15

II.4. Prédimensionnement des poutres……..16

II.5. Prédimensionnement des poteaux……18

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité……..18

II.5.2. Dimensions des poteaux ……18

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement Lf……18

II.5.4. Calcul de l'effort *Nu* ……19

II.5.5. Détermination des charges et surcharges……..21

II.5.6. Descente des charges ……...22

II.5.6.a. Charges Permanente……22

II.5.6.b. Charges d'exploitation……22

II .6. Vérification selon le RPA99v2003……..24

II .6. 1 Vérification aux zones nodales……25

II.7. Pré dimensionnement des voiles……26

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.3.calcul des dalles pleines……..27

III.3.1.definitions……27

III.3.2 méthode de calcul……27

III.3.2.1 principe de calcul……..27

a) Travail externe……27

b) Travail interne…….……..28

III.3.2.2 Position des lignes de rupture.....28

III.3.3 Calcul par la méthode des lignes de rupture.....28

III.3.3.1 Dalle sur 2 appuis.....28

III.3.3.2Calcul du ferraillage.....30

. III.3.3.3.2 Vérification de l'ELS……...31

III.4. les escaliers……..33

III.4.1. Introduction 33

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier……...33

III.4.3. Escalier à deux volées……..34

A. première volée 34

A.1.pré dimensionnement……34

A.2. Evaluation des charges et surcharges…….35

A.2.a. Charges permanentes…… .35

A .2.b. Charge d'exploitation……36

A.3. Détermination des efforts……..36

A.3.a. l'E.L.U…….37

A.3.b. L'E.L.S……...38

III.4.3.b.recapitulation……39

III.4.3.b.1.au RDC……39

C.1.1.ferraillage des escaliers……39

C.1.2.Condition de non fragilité……40

C.1.3. les armatures de répartition……40

C.1.4. vérification de l'espacement……40

C.1.5. vérification de l'effort tranchant……40

C.1.6.verification a ELS……41

C.1.7. vérification de la flèche……41

III.4.4.Calcul de la poutre palière……43

III.4.4.1.Pré dimensionnement ……43

III.4.4.2. Evaluation des charges……44

III.4.4.3. Calcul des efforts……45

III.4.4.4. Ferraillage de la poutre palière……46

III.4.4.4.A. Condition de non fragilité……46

III.4.4.4. B. Vérification de l'effort tranchant……46

III.4.4.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton……47

III.4.5.4.D. Vérification au voisinage de l'appui……47

III.4.4.4.E. Armatures transversales……47

E.1. Vérification du R.P.A 99……47

III.4.4.4.F. Vérification à l'E.L.S…… 48

III.4.4.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche……49

III.2.Plancher corps creux ……51

III.2.1. La dalle de compression……51

III.2.2.Les poutrelles……52

a. Avant coulage……52

b. Après coulage……55

b.1.Méthode de calcul……...56

b.1.1. conditions d'application…….56

b.1.2. Exposé de la méthode……57

b.1. 3.Evaluation des charges et surcharges ……...58

b.1.4.Sollicitations de calcul……59

b.1. 5.Récapitulations……..62

b.1.6.Calcul du ferraillage……63

III.1. Calcul de l'acrotère…….70

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations…….70

III.1.2. Calcul des efforts.....70

III.1.3. Calcul du ferraillage……...71

III.1.3.a. À E L U……...71

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S……..72

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant……..75

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme……..75

Chapitre IV : étude dynamique

IV.1.Introduction……76

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure……76

IV.2.1.Centre de masse ……76

IV.2.2.Centre de torsion ……..78

IV.2.3.Excentricité ……..81

IV.2.3.A. Excentricité statique ……...81

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle……..81

IV.2.3.C.Effets de la torsion accidentelle……82

IV.3.Choix de la méthode de calcul ……...84

IV.3.1.Introduction …….84

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente ……..84

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale ……...84

IV.3.3.1. Principe ……84

IV.3.3.2.Modélisation …….84

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul…….85

a. Coefficient d'accélération A ……..85

b.facteur de correction d'amortissement η……..85

c. coefficient de comportement R ……86

d. facteur de qualité Q……..87

e. périodes caractéristiques……...88

IV.4.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique …….89

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes……89

IV.4.2.vérification de participation massique ……91

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……..92

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement ……..94

IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ……95

IV.4.4.2.Moment de renversement…….100

IV.4.4.3.Moment stabilisant ……..101

IV.4.5.Vérification des déplacements ……...102

IV.4.6.Vérification vis { vis de l'effet P-□ ……105

IV.4.7.Vérification des sollicitations normales……106

Chapitre V : ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction…….108

VI.2. Ferraillage des poutres……108

VI.2.1. Introduction…….108

V.2.2. Recommandations du R.P.A99……109

V.2.2.a. Armatures longitudinales……..109

V.2.2.b. Armatures transversales……109

V.2.3. Vérification des contraintes { l'état limite de service…….110

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA……112

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants…….114

V.2.6. Calcul des armatures transversales……..116

V.2.7. Vérification de la flèche…….117

V.3. Ferraillage des poteaux……..119

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales……..119

V.3.1.a. Recommandations des règlements.....119

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage……..120

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme…….120

V.3.1.d. Détermination des armatures { l'ELU de résistance……121

V.3.1.e. Vérification des contraintes { l'ELS…….122

V.3.2.Détermination des armatures transversales ……..124

V.3.2a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu ……124

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible ……124

V.3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles.....125

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales ……126

V.3.2.e. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ……128

V.4. Ferraillage des voiles……130

V.4.1. Les voiles pleins.....130

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures……..130

V.4.2.a. Les trumeaux……130

V.4.2.b. Les
linteaux……130

V.4.3. Méthode de calcul…….130

V.4.3.1. Recommandations réglementaires……..1.32

V.4.3.1.a. Armatures verticales……...132

V.4.3.1.b. Armatures horizontales……133

V.4.3.1.c. Armatures transversales……..134

V.4.3.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux……134

V.4.3.3. Armatures verticales……..135

V.4.3.3.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance……..135

V.4.3.4. Les armatures horizontales ……..137

V.4.3.5. les voiles avec ouverture…….140

Chapitre VI :calcul des fondations

VI.1.INTRODUCTION……149

VI .2.Reconnaissance du sol (CONTRAINTE ADMISSIBLE)……...149

VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION……..…149

VI.4. CALCUL DES FONDATIONS……149

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau carré " S1 "……..150

VI.4.1.1. pré dimensionnement……...150

VI.4.2. Semelles filantes……152

VI .5.Ferraillage des semelles filantes……...154

VI.5.1. Dimensionnement de la Poutre de libage…….155

VI.5.2.Ferraillage de la poutre de libage……..157

VI.5.3.Les armatures principales……157

VI.5.3.1.Vérification des contraints à l'ELS……158

VI.5.3.2.Vérification de l'effort de tranchant……157

VI.6.1. Les longrines……160

VI .6.2. pré dimensionnement……..160

VI .6.3. Sollicitation…….160

VI .6.4. Ferraillage……160

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les dimensions en plans et en élévation du bâtiment……1

Tableau I.2: Types d'aciers utilisés et leurs nuances 6

Tableau II.1: Charges permanentes des murs simple …… 12

Tableau II.2: Charges permanentes des murs double cloison ……12

Tableau II.3: Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux) ……13

Tableau II.4: Charges permanentes du plancher courant (corps creux) . ……..14

Tableau II.5: Charge permanente pour la dalle pleine plancher terrasse……15

Tableau II -6 : pré dimensionnement des poutres…….……...17

Tableau II -7 : pré dimensionnementdes poteaux……...18

Tableau II -8 : détermination de la longueur de flambement……...19

Tableau II -9 : calcule de Nu…….....19

Tableau II -10 : Tableau des charges permanentes……...…….22

Tableau II -11 Tableau des surcharges d'exploitation……...23

Tableau II -12 Tableau de vérification …….24

Tableau II -13 vérifications de coffrage des poteaux……..……..24

Tableau II -14 vérification aux zones nodales……...25

Tableau III.1: Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère……70

Tableau III.2: Les efforts sur l'acrotère…….70

Tableau III.3: Dimensions et caractéristiques des matériaux……....70

Tableau III.4: les charges de la poutrelle avant coulage……53

Tableau III.5: Moments statiques des poutrelles……53

Tableau III.6: Actions de calcul des poutrelles après coulage……58

Tableau III.7: Récapitulations des efforts intern……..63

Tableau.III.8: calcul et vérification des armatures.....64

Tableau.III.9. Ferraillages longitudinaux des poutrelles……..65

Tableau.III.10: Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement...66

Tableau.III.11: Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……....67

Tableau.III.12: Vérification détaillée de la flèche des poutrelles……...69

Tableau.III.13: Travail externe ……29

Tableau III.15: Les données 30

Tableau III.16: Calcul des sections d'acier de la dalle 32

Tableau.III.17: Poids propre du palier de repos de l'escalier……...35

Tableau III.25: Combinaison des charges de l'escalier 36

Tableau III.26: Poids propre du palier de repos de l'escalier 35

Tableau III-29 : Récapitulations des efforts internes ……...39

Tableau III-30 : les donnée…….....39

Tableau III-31 : Calcul des sections d'acier de l'escalier…….39

Tableau III-32 : Les armatures de répartition ……40

Tableau III-33 : Vérification de l'espacement ……...40

Tableau III-34 : Vérification à l'E.L.S ……..41

Tableau III-35 : Vérification de la flèche de l'escalier……...43

Tableau III-36 : pré dimensionnement de la poutre palière……44

Tableau III-37 : Les efforts agissants sur la poutre palière ……...45

Tableau III-38 : les données……...46

Tableau III-39 : : Calcul des sections d'acier de la poutre palière……..46

Tableau III-40 : Vérification à l'E.L.S l'E.L.S……..49

Tableau III-41 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière …...49

Tableau IV.1: Calcul de centre de masse……...77

Tableau IV.2: .Calcul du centre de torsion .. ……80

Tableau IV.3: Calcul de l'excentricité statique. ……81

Tableau IV.4: Calcul d'excentricité accidentelle 82

Tableau IV.5: Calcul de l'excentricité totale…….83

Tableau IV.6: Coefficient d'accélération de zone A …….85

Tableau IV.7. détermination du facteur de qualité Q……87

Tableau IV.9: Coefficient de participation massique……91

Tableau IV.10: Calcul de la force sismique……..93

Tableau IV.11: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul . …94

Tableau IV.12: Forces sismiques selon la hauteur suivant X …….96

Tableau IV.13: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..98

Tableau IV.14: .calcul du moment de renversement……..100

Tableau IV.15: calcul du moment stabilisant…….101

Tableau IV.16: Vérification de stabilisation……...102

Tableau IV.17: Vérification des déplacements inter-étage sens X ……103

Tableau IV.18: Vérification des déplacements inter-étage sens Y…….104

Tableau IV.19: Vérification l'effet P- sens X ……...…….105

Tableau IV.18: Vérification l'effet P- sens Y ……106

Tableau V.1: Les données de calcul ……..108

Tableau V.2: Ferraillage longitudinal des poutres principales 110

Tableau V.3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires ……110

Tableau V.4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales 111

Tableau V.5: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 112

Tableau V.6: vérification des poutres principales selon la condition CBA …..113

Tableau V.7: vérification des poutres principales selon les conditions RPA 113

Tableau V.8: vérification des poutres secondaires selon la condition CBA…..114

Tableau VI.9:. vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA ..114

Tableau V.10: Calcul de ……..115

Tableau V.11: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres 115

Tableau V.12: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres 116

Tableau V.13: Calcul des armatures transversales et leur espacement 117

Tableau V.14: Vérification de la flèche des poutres……117

Tableau V.15: corrections des moments dans les poteaux……...122

Tableau V.16: vérification des armatures à ELS des poteaux 124

Tableau V.17: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux…126

Tableau V.18: : les armatures transversales et leurs espacements 128

Tableau V.19: Vérification de la quantité d'armatures transversales 129

Tableau V.20: Les données de calcul…….136

Tableau V.21: Les armatures verticales des voiles pleines 137

Tableau V.22: Vérification des armatures a ELS des voiles……..137

Tableau V.23: calcul des armateurs horizontaux 139

Tableau V.24: diamètre des armateurs transversaux 139

Tableau V.25: Les armatures verticales des trumeaux …….....141

Tableau V.26: Vérification des armatures a ELS des trumeaux ……141

Tableau V.27: calcul des armateurs horizontaux …….....142

Tableau V.28: Calcul de l'armature longitudinale …….....145

Tableau VI. Section nécessaire de semelle isolée……..151

Tableau VI.2 Section nécessaire de semelle filante ……..153

Tableau VI.3 .verification des contraintes des semelles filantes……...154

Tableau VI.4: Vé armatures principales dessemelle filante ……154

Tableau VI.5: Dimensionnement de la poutre de libage……...156

Tableau VI.8: Calcul d'armatures longitudinal de la poutre de libage.……157

Tableau VI.9: vérifications des contraintes l'ELS…….**...**158

Liste des figures

Figure.: I.1 : Diagramme contrainte déformation du béton ……...…….7

Figure. I.2 :diagramme contrainte-déformation de l'acier…….8

Figure II.1: Dimensionnement de plancher à corps creux……10

Figure II .2: Dimensions du corps creux……..10

Figure II .3 : composants d'un plancher terrasse…….13

Figure II .4 : composants d'un plancher courant……14

Figure II .5 : composants de la dalle d'étage …….15

Figure II .6 : Dimensionnement de la poutre…….16

Figure II .7 : Section réduite du poteau…….20

Figure. II .8: représentation du poteau le plus sollicité……..21

Figure II .9 les poutres principales et les poutres secondaires……...25

Figure II .10 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……..….24

Figure III .1 : L'acrotère…….……..…….……70

Figure III .2 : Section de B.A à l'ELU…….……...…..71

Figure III .3 : Ferraillage de l'acrotère…….……..75

Figure III.4: Disposition des armatures de la table de compression …….52

Figure III.5: Schématisation de la poutrelle avant coulage.....52

Figure III.6 : Choix de disposition des étaiements.....53

Figure III.7: Travée avec un seul étai au milieu……54

Figure III.8: Travée avec deux étais espacés de 1.21m ……...34

Figure III -9 . Travée avec trois étais espacés de 0.907m……...55

Figure III -10.Diagramme des moments du 1èr type des poutrelles à l'ELU ……59

Figure III -11.Diagramme des efforts tranchants du1èr type des poutrelles à l'ELU…59

Figure III.12. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles { l'ELU……..60

Figure III.13.Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles ELS……61

Figure III.14. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à L'ELS…….61

Figure III -15 Diagramme des moments du 3eme type des poutrelles à l'ELU……..61

Figure III -16 : Diagramme des efforts tranchants du 3eme type des poutrelles à l'ELU…..62

Figure III -17: Diagramme des moments du 3eme type des poutrelles { l'ELS……62

.

Figure III -18 .les sections considérées pour le calcul des ferraillagesEn travée (à gauche); En appui (à droite)…….....63

Figure III.19: Disposition constructive des armatures ……..65

Figure III.20: ferraillage des poutrelles en zone d'appui ({gauche), en travée ({ Droite)….69

Figure III.21: Figure III -21 : Dalle pleine ……28

Figure III.22: Représentation d'un escalier ……....33

Figure III.23: Dimensions de l'escalier ..... ……...57

Figure III.24: Schéma statique à l'E.L.U ..... ……..60

Figure III.25: : Schéma statique à l'E.L.S ……..…...61

Figure III.26: Dimensions de l'escalier.....61

Figure III.27 : Schéma statique à l'E.L.U ..... ……...64

Figure III.28: Schéma statique à l'E.L.S ……...65

Figure.III.29: Dimensions de l'escalier ……65

Figure III.35: Dimensionnement de la poutre palière 43

Figure.III.36: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)…….45

Figure.III.37 : Différents efforts dans la poutre palière(ELS).....45

Figure. III.38: Ferraillage de la poutre 50

Figure IV.1: Vue en plan ……...77

Figure IV.2: dimension des voiles et poteaux ..... …….80

Figure IV.3: Le comportement des trois premiers modes 90

Figure IV.4: Les forces agissent sur la stabilité au renversement……...95

Figure IV.5: Distribution des forces sismiques ... ……96

Figure IV.6 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X ……..….97

Figure IV.7: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y ……99

Figure V.1: Disposition des armatures pour les poutres ……112

Figure V.2: Ferraillage des poutres principales… ……...118

Figure V.3: Ferraillages des poutres secondaires..... ……..118

Figure V.4: Définition de la zone nodale dans les poteaux……..119

Figure V.5: Disposition des armatures dans les poteaux 130

Figure V.6: Ferraillage des poteaux (60×60)……....130

Figure V.7: Ferraillage des poteaux (55×55)……130

Figure V.8: Ferraillage des poteaux (50×50)……131

Figure V.9: Ferraillage des poteaux (45×45)…… ……131

Figure V.10: Diagramme des contraintes (SPC) 132

Figure V.11: Diagramme des contraintes (SET)……133

Figure V.12: Diagramme des contraintes (SEC) 133

Figure V.13: Disposition des armatures verticales dans les voiles……....136

Figure V.14: Les armatures transversales et les épingles **……**140

Figure V.15: . La zone de recouvrement des voiles ……140

Figure V.16: Moments et efforts tranchants dans les linteaux 145

Figure V.17: Armatures du linteau selon RPA99..……146

Figure VI.1 : Schéma équivalent d'une semelle isolée ……..……...150

Figure VI.2 : les bulles de pressions …….....151

Figure VI.3 : Semelle filante sous poteaux ……...152

Figure VI.4 : dispositions d'armatures longitudinales supérieurs et inférieurs ….157

Figure VI.5: armatures de peau ……..159

Figure VI.6: feraillage de la longrine ……...162

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendue

A' : Section d'acier comprimée

Amax, Amin : Section d'acier maximale et minimale

Av : Section d'armatures verticales

Ah : Section d'armatures horizontales

At : Section d'armatures transversales

B : Section du béton

Br : Section réduite du béton

Lt : Longueur de la section tendue

Lc : Longueur de la section courante

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton
.
I : moment d'inertie

M0 : Moment fléchissant

Mt : Moment fléchissant en travée

Ma : Moment fléchissant en appui

Mu : Moment fléchissant à l'état limite ultime

Mser : Moment fléchissant à l'état limite de service

N : Effort normal

Nu : Effort normal ultime

Nser : Effort normal de service

Vu : Effort tranchant ultime

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

W : Poids

St : Espacement d'armatures transversales.

S_v : Espacement d'armatures verticales

S_h : Espacement d'armatures horizontales.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton

b : Largeur de la section du béton

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

c, c' : Enrobage inférieur et supérieur

d : Hauteur utile de la section du béton

f : Flèche

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

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

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

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

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

i : Rayon de giration

l_f: Longueur de flambement

Majuscules grecques :

Δ : Variation

Σ : Somme

Ø : Diamètre nominal d'une barre d'acier

$Ø_v$: Diamètre des armatures verticales

$Ø_h$: Diamètre des armatures horizontales

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales

Minuscules grecques :

α : Angle

γ_b: Coefficient de sécurité pour le béton

γ_s: Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_h: Poids volumique humide du sol

φ : Angle de frottement

η : Coefficient de fissuration

ς_{sol}: Contrainte normale du sol

ς_b: Contrainte normale dans le béton

ς_s: Contrainte normale dans l'acier

τ_b: Contrainte tangentielle dans le béton

λ: Elancement mécanique

μ : Coefficient de frottement

υ : Coefficient de POISSON

δ : Déplacement

Autres notations :

E.L.U : Etat limite ultime

E.L.S : Etat limite de service

C.V : Condition vérifiée

C.N.V : Condition non vérifiée

ACC : Accidentelle

P.P : Poutre principale

P.S : Poutre secondaire

S.F : Semelle filante

P.L : Poutre de libage

Introduction générale

L'étude de structure est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation de master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse du bloc situé à wilaya de Médéa, le bloc à usage d'habitation constitué d'un rez- de-chaussé et de 8 étages.

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

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure du bloc moyennant le logiciel de calcul des structures «SAP2000 V 17.1» on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponsedynamique, lesrésultatsainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

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

I.1.Introduction :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales (S.E.T.A.M) de Médéa consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment relativement élancé (R+8) à usagemultiple (commerce, habitation) ; il est implanté à «MEDEA », classé selon le RPA 99 version 2003 (ADDENDA AUX REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de moyenne sismicité (zone **IIb**).Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul desOuvrages en béton armé CBA 93.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Tableau I-1 :Les dimensions en plans et en élévationdu bâtiment

Dimensionen plans	Dimension en élévation
Longueur Lo=23.61m Largeur La=13.00m	Hauteur totale H=27.88 m Hauteur de l'étage h_e=3.06 m Hauteur de RDC h_{RDC}=3.40 m

I.3.Ossature

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicité par deux types d'efforts :

1- Les efforts verticaux dus aux poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.

2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques.

3-Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

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

I.3.1-Planchers

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux.
- planchers à dalle pleine.

On a deux types :

1- **Murs extérieurs** : sont composés de :
   - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
   - Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
   - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
2- **Murs intérieurs** : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.3.3-Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eaux.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

I.3.4- Acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé De 60 cm de hauteur et de 12cm d'épaisseur.

I.3.5- Escaliers

Notre structure comporte un seul type d'escaliers :

- escaliers droit à deux volées.

I.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I.4.1 -Béton

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau.

I.4.1.a -caractéristique du Béton

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.4.1.b-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.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composée (**CPJ 42.5**)

I.4.1.c-Granulats

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- gravier de dimension inférieur à **25mm(**8/**15** et **15/25**)

I.4.1.d-Eau de gâchage

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.4.1.e-Dosage du béton

La variation de la teneur eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour **1 m^3** de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension <6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.4.2-Béton armé

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

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.4.2.a-Résistance du béton

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

I.4.2.b-Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à lacompression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique
À la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \ \ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \text{ Pour } \quad f_{c28} > 40 \ Mpa$$

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.

I.4.2.c-Résistance caractéristique à la traction

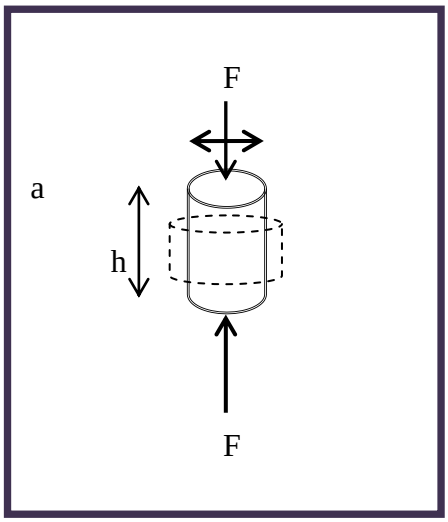
La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. Essai brésilienne ;
3. En traction par flexion.

4. La résistance à la traction du béton est déduite de celle à la compression par le biaisde la relation:

$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ}$ Avec : f_{cJ} *et* f_{tJ} en MPa

I.4.2.d-Coefficient de POISSON (υ)



Allongement dans le sens transversal
Raccourcissement longitudinal

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple
(Flambement transversal " Δ_a "
Raccourcissement longitudinal " Δ_l ",

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS).

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

I.4.2.e-Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \quad [1]$$

Où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en *MPa* .

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \text{ Soit: } E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} MPa$$

I.4.3.Acier

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

I.4.3.a .Types d'acier

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

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

I.4.3.b Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :[$E_s = 2.10^5 MPa$]. **Art.2.2.1**

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite D'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4.4. Principe de calcul selon le CBA 93

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
  - Equilibre statique
  - L'ouverture des fissures
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur:
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation

I.4.4.a.E.L.U de résistance

I.4.4 .a.1.Contrainte du béton en compression

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} Est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

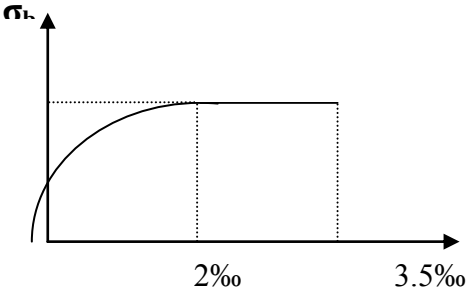


Fig.: I.1Diagramme contrainte déformation du béton

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

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

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

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

I.4.4.a.2. Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ MPa\right)$ [1]
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ MPa\right)$ [1]

I.4.4.a.3. Contrainte limite de l'acier

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est : $\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$

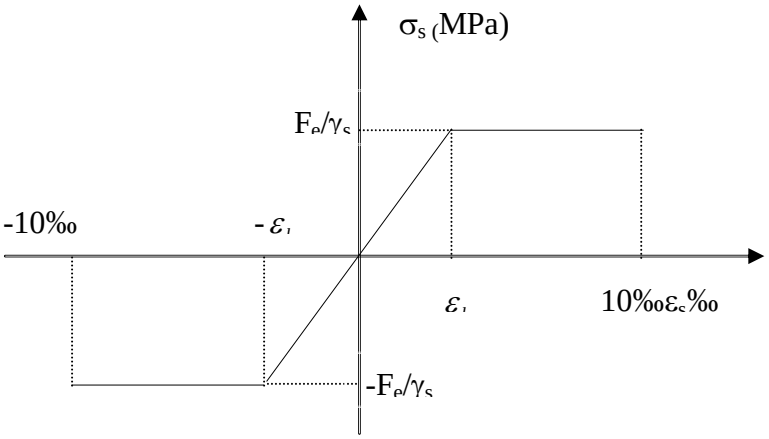


Fig. I.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec :

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

F_e :Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.4.4.b. A l'E.L.S

I.4.4.b.1.E.L.S de compression de béton

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{cj}$

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.4.4.b.2.E.L.S de contrainte limite de l'acier

Contrainte limite de l'acier :

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

Conclusion

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2MPa & : situation\ durable \\ 18.48MPa & : situation\ accidentel le \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa & \text{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5MPa & \text{Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :} \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

$FeE400, fe = 400MPa$: Pour les armatures longitudinales

$FeE235, fe = 235MPa$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202MPa$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

II.1. Introduction :

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II .2. Prédimensionnement 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.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ➢ Plancher à corps creux.
- ➢ Dalle pleine

II .2.1. Plancher à corps creux :

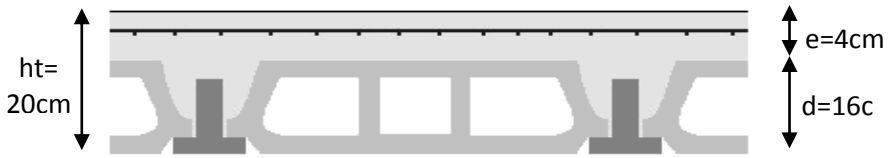
Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

- et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- ♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu d'appui.
- ♦ Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 3.63 m.

et $ht \geq 363/22.5 \Rightarrow ht \geq 16.13cm$



FigureII -1: dimensionnement de plancher à corps creux

Pour vérifier toutes les conditions précédentes, On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4).

ht ≥ 16 cm,D'où on a : 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

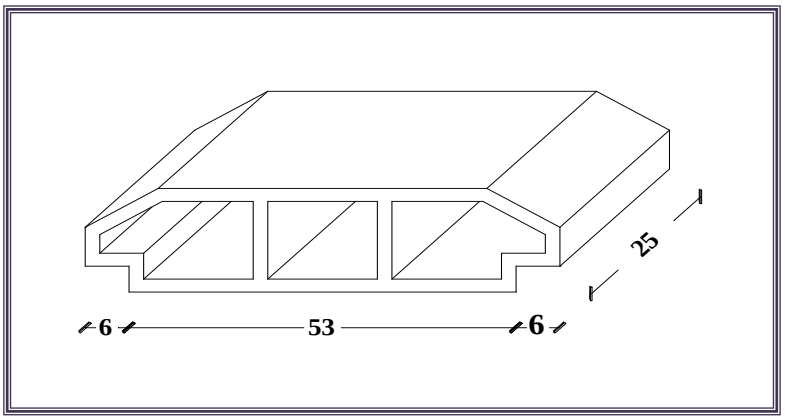


Figure II -2: Dimensions du corps creux

II .2.2. Les dalles pleines :

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

i) Critère de résistance : [1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

$(Lx / 35) \leq ep \leq (Lx / 30)$

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii) **Sécurité contre l'incendie :** [1]

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

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

iii) **condition d'isolation acoustique** [1]**:** ep ≥ 15 cm.

- Critère de résistance : $390/50 \leq ep \leq 390/40 \Rightarrow 7.8 \leq ep \leq 9.75$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

➢ **Conclusion :**

Pour la dalle pleine on adoptera : $\mathbf{e_p = 15cm}$

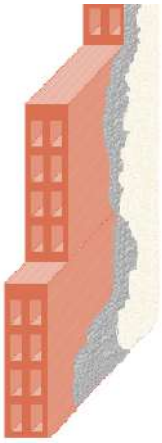
II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

II.3.1.Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II -1 : charge permanente du mur simple

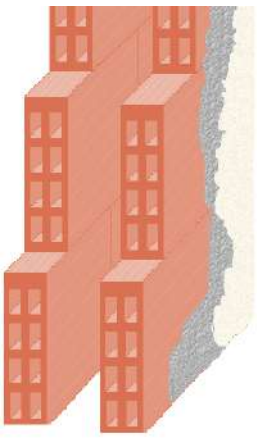
N	composants	Épaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m$^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	0,18	0,36
			Total	**1,62**



II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II -2 : charge permanente du mur double cloison

N	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit n plâtre	0,02	0.18	0.36
2	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
3	Brique creuse	0,10	0.9	0.9
4	Lame d'aire	0,05	-	-
5	Brique creuse	0,10	0.9	0.9
6	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
			Total	**2,52**



II.3.2.Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau II -3 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0.72
2	Étanchéité	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Film polyane	-	0.01
5	Plaque de liège	0.04	0.16
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Forme de pente	0.14	2.2
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.8
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.32**

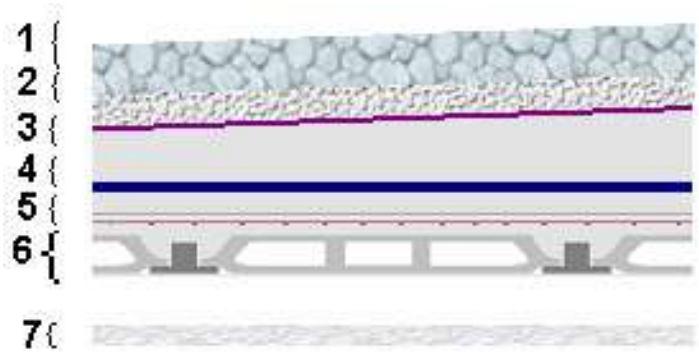


Figure II -3 : composants d'un plancher terrasse

II.2.2.b. Charges d'exploitation :

- ✓ Terrasse inaccessible $Q = 1\ KN/m^2$.

II.3.3.Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau II -4 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m$^{2)}$
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Lit de sable	0.03	0.54
3	Mortier de pose	0.02	0.4
4	Planche corps creux	0.16+0.04	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	0.2
6	mur simple cloison	0.14	1.62
		G	**6.00**

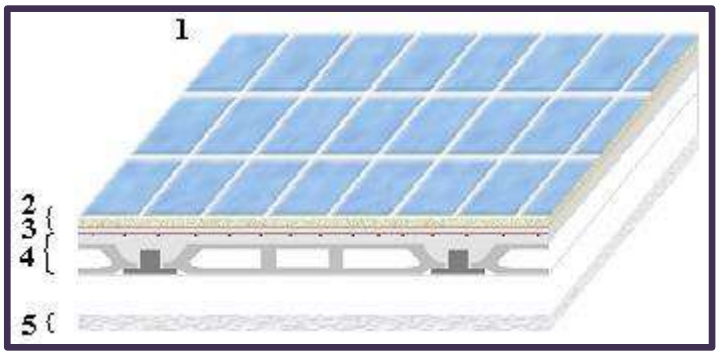


Figure II -4 : composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation :

- ✓ Q = 1.5 KN /m^2 (usage d'habitation)

II.3.4. Dalle pleine :

II.3.4.a Etage :

Tableau II-5 Charge permanente pour la dalle pleine plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.04	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Étanchéité	0.02	6	0.12
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
		G		5.61

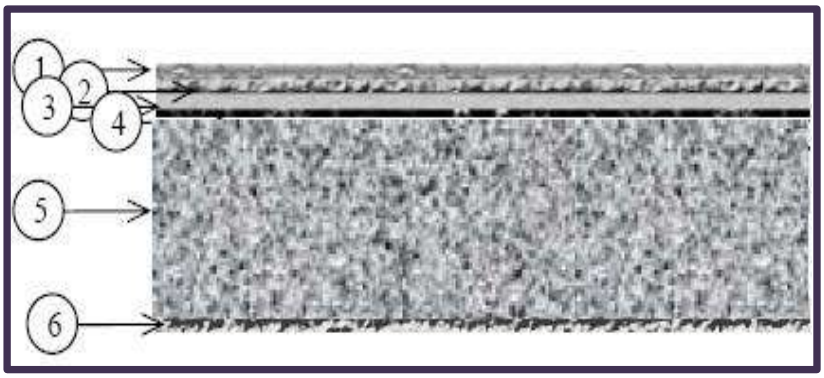


Figure II -5 : composants de la dalle d'étage

II.4. Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.
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).

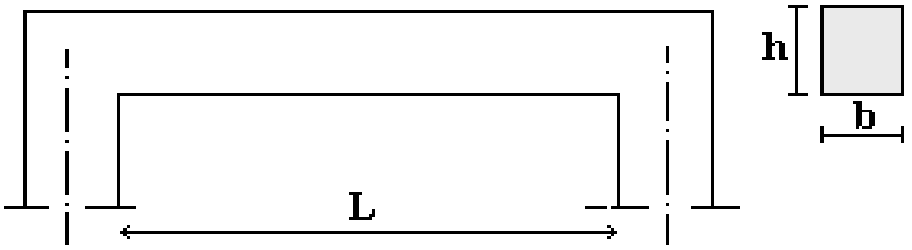


Figure II -6 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 [1]
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

- 0.6h ≤ b ≤ h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont: ►► [Art 7.5.1] ◄◄

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm [2]
- h/b ≤ 4
- $b_{max} \leq 1.5+b1$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.
Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X pour le bloc.

Tableau II -6 : prédimensionnement des poutres

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 4.80 m ⇒ 32cm ≤ h ≤48cm on adopte h = **35** cm ⇒21 cm ≤ b ≤35cm on adopte b = **30** cm	L_{max} = 3.63m ⇒24.2cm ≤h≤36.3cm on adopte h = **30** cm ⇒18 cm ≤ b ≤ 30 cm on adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0729) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifiée)	(h/L=0.0826) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifiée)
Conclusion	h = **35**cm ; b **= 30** cm	h = **30** cm ; b = **30**cm

II.5. Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut prédimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (B-4).

II.5.2. Dimensions des poteaux :

- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Pour les poteaux rectangulaires (carré) :

Le prédimensionnement est supposé sur la base de la condition suivante :

- ✓ MIN $(b_1, h_1) \geq 30cm$

Tableau II -7 prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Dimension du poteau	b_1(cm)	30	30	35	35	40	40	45	45	45
	h_1 (cm)	30	30	35	35	40	40	45	45	45

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- $0.7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher 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.
- Avec $L_0 = 3.06m$: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Et $L_0 = 3.40m$ pour le RDC.

Tableau II -8 détermination de la longueur de flambement

	Dimension de poteau	$L_f = 0.7L_0$	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
8 éme étage	30 x30	2.142	0.086	24.906
7 éme étage	30 x30	2.142	0.086	24.906
6 éme étage	35 x35	2.142	0.101	21.208
5 éme étage	35 x35	2.142	0.101	21.208
4 éme étage	40 x40	2.142	0.115	16.626
3 éme étage	40 x40	2.142	0.115	16.626
2 éme étage	45 x45	2.142	0.129	16.489
1 er étage	45 x45	2.142	0.129	16.489
RDC	45x45	2.38	0.129	18.321

II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

L'effort normal admissible est :

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

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

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \textbf{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \textbf{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \qquad [1]$$

Avec: $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$ **: C'est** l'élancement mécanique

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

$I = \sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \qquad I = \frac{h.b^3}{12} \text{ (Poteau carré).}$$

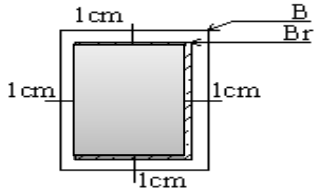


Figure II -7 : Section réduite du poteau

Tableau II -9 calcule de

	Dimension (cm×cm)	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	(kN)
le 8eme étage	30 x30	78400	24.906	0.772	90	**1144.99**
le 7eme étage	30 x30	78400	24.906	0.772	90	**1144.99**
le 6eme étage	35 x35	108900	21.208	0.792	122.5	**1630.95**
le 5eme étage	35 x35	108900	21.208	0.792	122.5	**1630.95**
le 4eme étage	40 x40	144400	16.626	0.813	160	**2219.27**
le 3eme étage	40 x40	144400	16.626	0.813	160	**2219.27**
le 2eme étage	45 x45	184900	16.489	0.814	202.5	**2844.53**
le 1er étage	45 x45	184900	16.489	0.814	202.5	**2844.53**
RDC	45 x45	184900	18.321	0.806	202.5	**2816.57**

II.5.5. Détermination des charges et surcharges

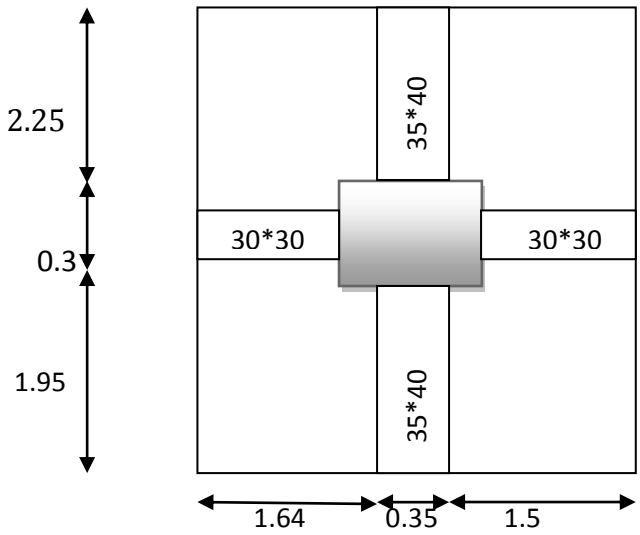


Figure. II -8: représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau:

  S_p= (3.49-0.35) x(4.5-0.3) $\Rightarrow$ **S_p=13.188m^2**

- Surface totale:

S_t=3.49 x4.50 $\Rightarrow$ **St=15.705m^2**

II.5.6. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.6.a. Charges Permanente :

Tableau II -10 Tableau des charges permanentes

Étage	$G_{plancher}$(KN)	G_{poutre}(KN)	G_{poteau}(KN)	G(KN)	G_{cum}(KN)
8ème	84.675	11.025	6.885	102.58	102.58
7ème	80.388	11.025	6.855	98.298	200.88
6ème	80.388	11.025	9.371	100.78	301.66
5ème	80.388	11.025	9.371	100.78	301.66
4ème	80.388	11.025	12.24	103.65	405.31
3ème	80.388	11.025	12.24	103.65	508.96
2ème	80.388	11.025	15.491	106.90	615.86
1ème	80.388	11.025	15.491	106.90	722.76
RDC	80.388	11.025	17.212	108.625	831.38

II.5.6.b. Charges d'exploitation :

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

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots + Q_n)$ [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'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage

Tableau II -11 Tableau des surcharges d'exploitation

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
8eme étage	Q0 =	15.70		15.705
7eme étage	Q1=	23.55	1	39.262
6eme étage	Q2=	23.55	1	62.819
5eme étage	Q3=	23.55	0.90	58.095
4eme étage	Q4=	23.55	0.85	75.757
3eme étage	Q5=	23.55	0.80	91.065
2eme étage	Q6=	23.55	0.75	104.017
1eme étage	Q7=	23.55	0.71	116.028
RDC	Q8=	23.55	0.687	128.956

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases} \quad [1]$$

Tableau II -12 Tableau de vérification

Niveau	$G_{cumulé}$(KN)	$Q_{cumulé}$(KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	**(kN)**	$1.1N_u \leq$
8^{eme} étage	102.58	15.705	162.040	178.24	**1144.99**	**CV**
7^{eme} étage	200.88	39.262	330.081	363.09	**1144.99**	**CV**
6^{eme} étage	301.66	62.819	501.469	551.64	**1630.95**	**CV**
5^{eme} étage	301.66	58.095	494.38	543.82	**1630.95**	**CV**
4^{eme} étage	405.31	75.757	660.804	726.88	**2219.27**	**CV**
3^{eme} étage	508.96	91.065	823.693	906.06	**2219.27**	**CV**
2^{eme} étage	615.86	104.017	987.436	1086.18	**2844.53**	**CV**
1^{er} étage	722.76	116.028	1149.77	1264.75	**2844.53**	**CV**
RDC	831.38	128.956	1315.80	1447.38	**2816.57**	**CV**

❖ II.6. Vérification selon le RPA99v2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

TableauII -13 vérifications de coffrage des poteaux

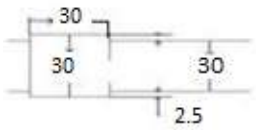
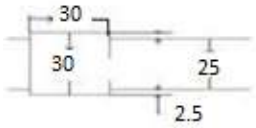
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	**CV**
Min (b, h)≥he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.06 - 0.30)/20=13.8cm	**CV**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**CV**

II.6. 1 Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2; h_1/2)$

TableauII -14 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 $(b_1/2;h_1/2)$
	30	30	30	Oui	0	15	Oui
	25	30	30	Oui	5	15	Oui

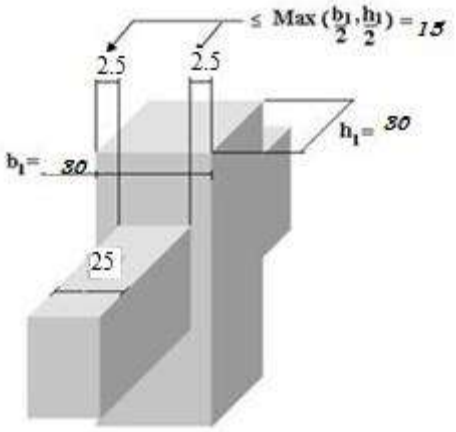


Figure II -9 les poutres principales et les poutres secondaires

II.7. Prédimensionnement 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.

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

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

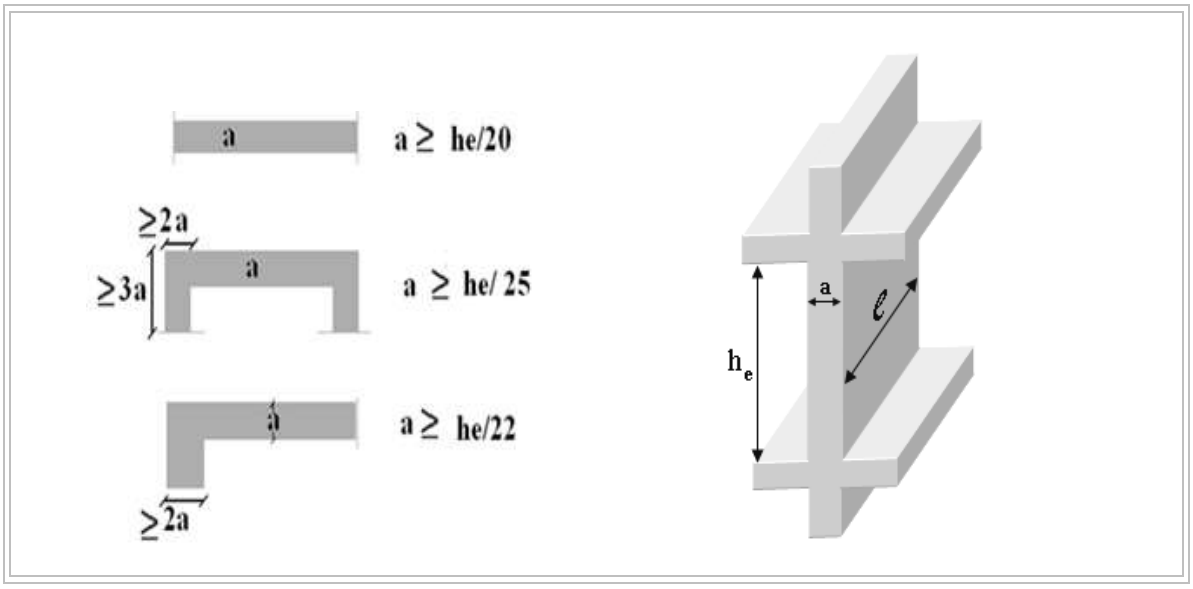


Figure II–10 Coupe de voile en plan (gauche)

Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- he= 3.06-0.35=2.71m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22)
  a ≥MAX(15 cm ; 10.84cm;12.32cm)
  a ≥15 cm

On adopte **a =17cm**

Remarque :

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

III.4. les escaliers :

III.4.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :**C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

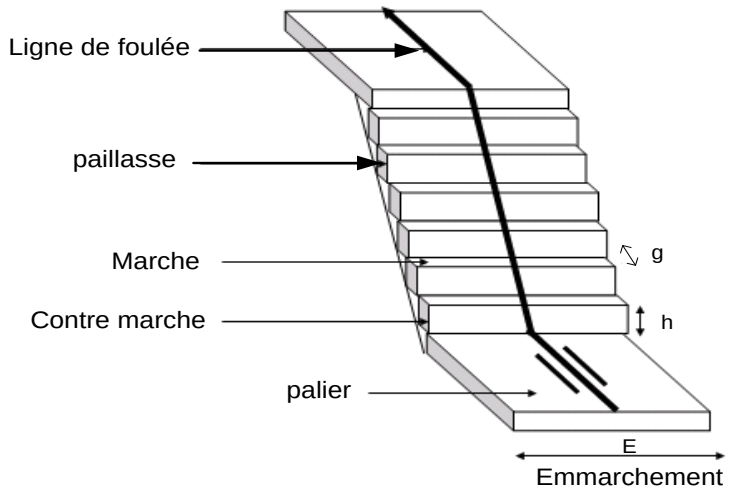


Figure III-22: Représentation d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse

III.4.3. Escalier à deux volées

III.4.3.A. AU RDC:

A. première volée :

A.1. Prédimensionnement :

Les caractéristiques de la première volée d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.70m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

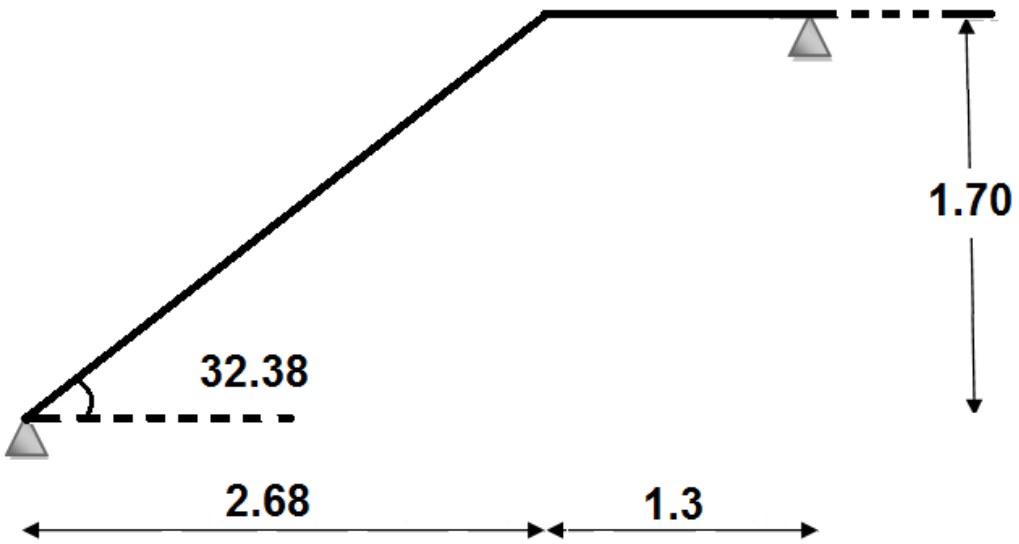


Figure III-23 : Dimensions de l'escalier

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

59cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤66cm. (Condition vérifiée)

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

tgα = H / L = 1.70/2.68 = 0.634

Donc : α =32.38°

$L_0 = \sqrt{2.68^2 + 1.70^2} = 3.17m$

L=3.17+1.30=4.47m

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

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 12.70 \le e \le 14.9$

On adopte: e = 15cm

A.2. Evaluation des charges et surcharges :

A.2.a. Charges permanentes :

Tableau III-17 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.49**

Tableau III-18 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^2)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.44
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.305**

A.2.b. Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5KN/m$$

A.3. Détermination des efforts :

Al'E.L.U: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

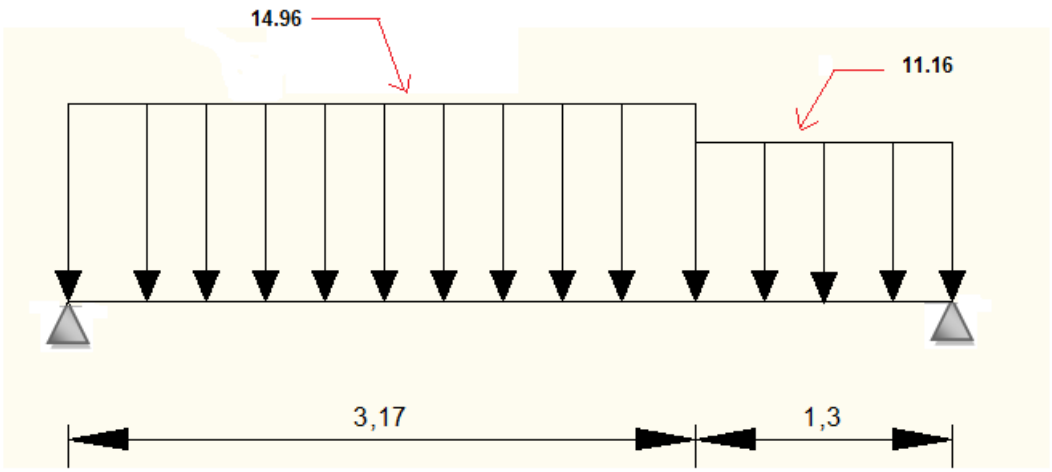
A l'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Tableau III-19 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier 1	5.49	2.5	**11.16**	**7.99**
Paillasse	8.305	2.5	**14.96**	**10.80**

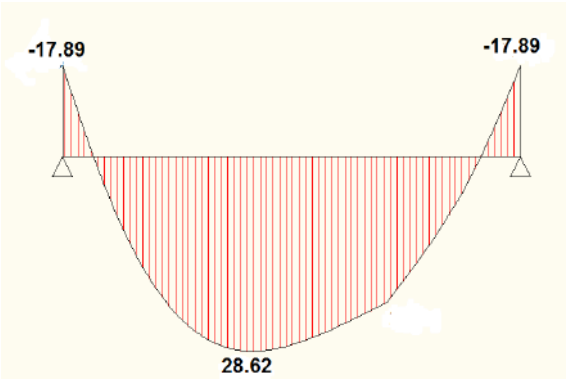
A.3.a. l'E.L.U :

Figure III-24 : Schéma statique à l'E.L.U

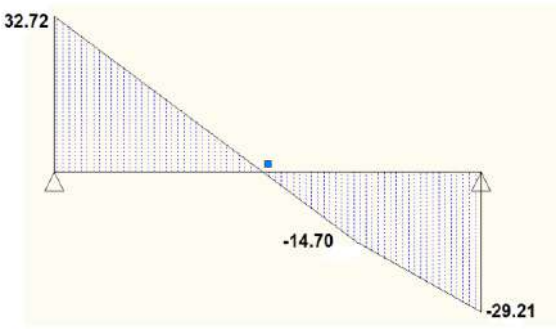


M_{umax} (en travée) =28.62KN.m

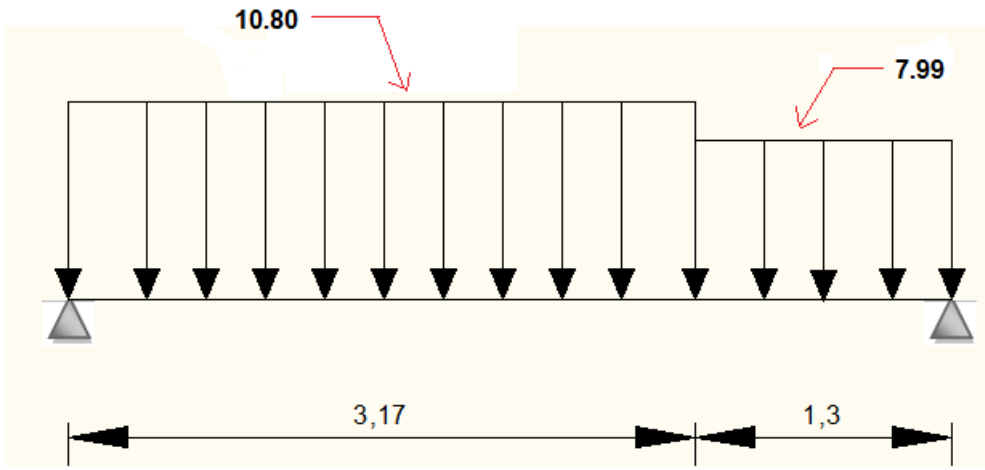
M_{umax} (en appui) = 17.89KN.m



T_{umax} =32.72KN

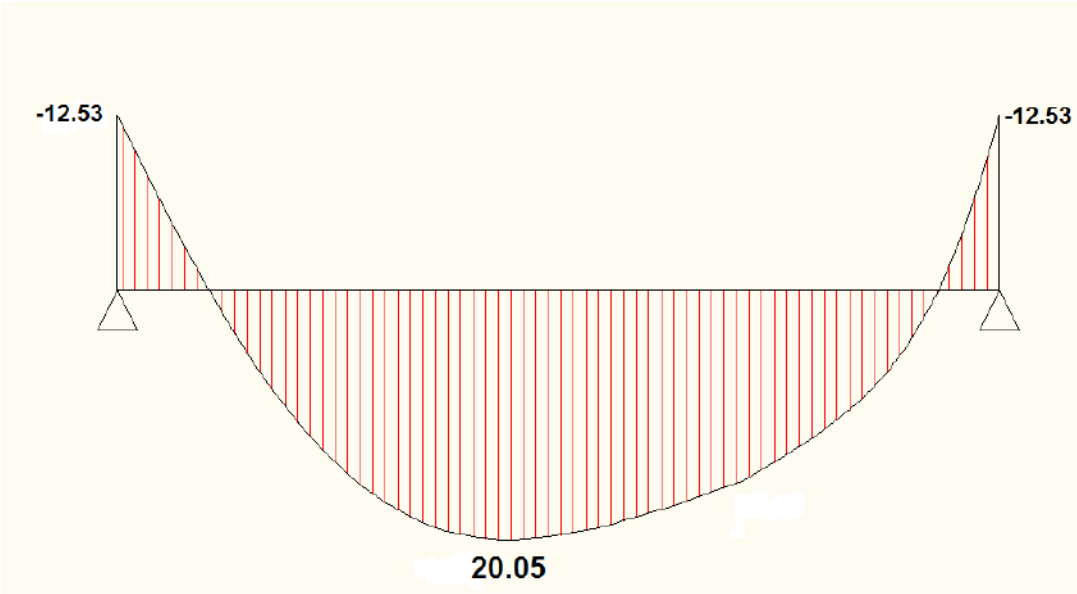


A.3.b. L'E.L.S:



M_{smax} (en travée) =20.05 KN.m

M_{smax} (en appui) = -12.53KN.m



III.4.3.b. Récapitulations :

III.4.3.b.1. Au RDC :

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

Tableau III-29 : Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	-17.89	28.62	32.72	-12.53	20.05

C.1.1. Ferraillage des escaliers :

Tableau III-30: les données

Béton	$f_{c28} = 25$ MPa	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2$ MPa	c = 2 cm
	$f_{t28} = 2.1$ MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=13 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348$ MPa

Tableau III-31: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	28.62	0.120	0.936	6.76	0.00	6HA12=6.78
En appuis	17.89	0.074	0.962	4.11	0.00	4HA12=4.52

C.1.2. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées: $A = 6.78\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\,cm^2$ (c.v)

C.1.3. Les armatures de répartition : [1]

Tableau III-32 : Les armatures de répartition

	$A_x\ (cm^2)$	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69$	3HA 10 = 2.35cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	2HA 10= 1.57cm²

C.1.4. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau III-33 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=15cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=33cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=25 cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm	St=45 cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm

C.1.5. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{32.72 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.251 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.251\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

C.1.6. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

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

Tableau III-34 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm^2)	6.78	4.52
M_{ser} (kN.m)	20.049	12.53
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.22$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.57$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 10344.94$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 7552.08$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 8.256$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.92$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$$

C.1.7. Vérification de la flèche : [1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{4.47} = 0.033 \geq \frac{20.05}{20 \times 20.05} = 0.05 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 13} = 0.0052 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.n;v)$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$: $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$

❖ pour les flèches aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $\mathrm{I}_{fi} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05. f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{b.d}}$
- ✓ $\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$
- ✓ $\sigma_s = \frac{Mser}{As * d}$

❖ pour les flèches aux charges de longues durées:

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $\mathrm{I}_{fv} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$

❖ Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.30\ cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 31331.55cm^4$$

Tableau III-35 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
6.78	20.05	0.0052	227.47	0.462	8.30	31331.55
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
12027.23	19737.76	10.35	18.93	8.58	8.94	OUI

III.4.4.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.4.4.1.Pré dimensionnement :

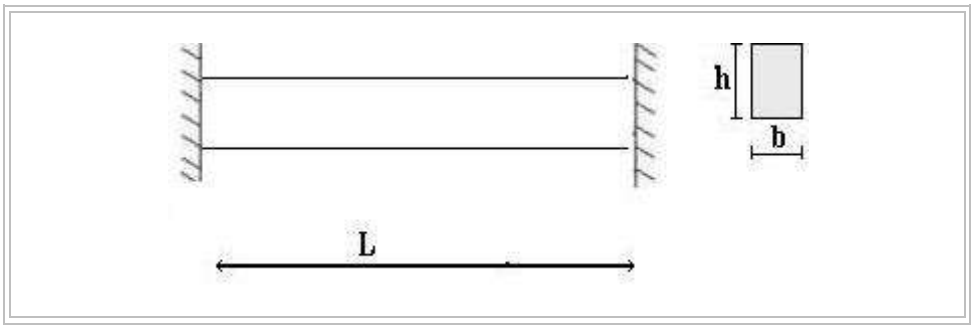


Figure III-35 : Dimensionnement de la poutre palière

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le prédimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10**[1]**
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en
Zone III sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm**[2]**
- h/b ≤ 4

bmax ≤ 1.5+b1

Tableau III-36 : prédimensionnement de la poutre palière

Poutrepalière	
Conditions de résistance	L_{max}= 3.30 m ⇒ 22cm ≤ h ≤33cm on adopte h = **30** cm ⇒ 6.6cm ≤ b ≤21cm on adopte b = **25** cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.2
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0882) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **30**cm ; b **= 25** cm

III.4.4.2. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3 \times 0.25) \times 25$ ➔ $p_p = 1.875 KN/m$

✓ Réaction d'escalier :➔ $Ru = 37.64 KN$, $Rs = 35.86 KN$

✓ Poids du demi-mur ➔ Pm= 2.52*1.40= 3.53KN/m

P_u=1.35 (P_p+ P_m) +R_u➔**P_u=-36.51KN/m**

P_s = (P_p+ P_m+R_u)➔**P_s = 26.42 KN/m**

III.4.4.3. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis,

la méthode R.D.M. donne :

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

Tableau III-37 : Les efforts agissants sur la poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	67.54	41.65	20.82
ELS	48.87	30.14	15.07

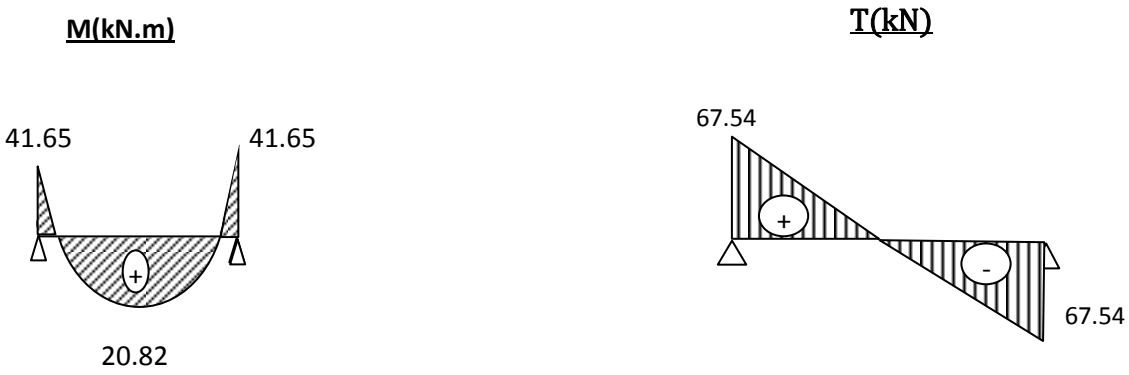


Figure III-36: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

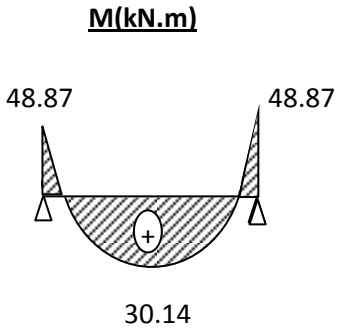


Figure III-37: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.4.4.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau III-38 : les données

Béton	$f_{c28} = 25$ MPa	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2$ MPa	c = 3 cm
	$f_{t28} = 2.1$ MPa	b = 25 cm	h= 30cm	d=27 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348$ MPa

Tableau III-39 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	20.82	0.020	0.990	2.23	0.00	3HA12=3.39
En appuis	41.65	0.040	0.980	4.52	0.00	4HA12=4.52

III.4.4.4.A. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées: $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75\,cm^2$ (c.v)

III.4.4.4. B. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{67.54 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.0006\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 1.0006\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ (c.v)

III.4.4.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]

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

$$a = Min\left[b - c - 2; 0.9d\right] = Min\left[20\,cm; 24.3\,cm\right] = 20\,cm$$

$$V_u = 67.54\,KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 200 = 400KN \text{ .....(c.v)}$$

III.4.5.4.D. Vérification au voisinage de l'appui: [1]

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 67.54 \times 10^3}{300 \times 200} = 2.70 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ ..... (c.v)}$$

$$A = 3.39\,cm^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 67.54 \times 10^3}{400} = 1.94\,cm^2 \text{ ..... (c.v}$$

III.4.4.4.E. Armatures transversales: [1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.85\,cm;\ \varphi_l = 12\,mm; \frac{b_0}{10} = 2.5\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 0.85\,cm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,cm^2$$

Donc on adoptera: $A_t = 2\ T\ 8 = 1\ cm^2$.

E.1. Vérification du R.P.A 99: [2]

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \le \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 7.5\,cm; 12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S_t} = 7.5\,cm & (zone\ nodale)\\ \overline{S_t} = 15\,cm & (zone\ courante)\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 5\,cm & (zone\ nodale)\\ S_t = 15cm & (zone\ courante)\end{cases}$

On a $A_t = 1\ cm^2$.

$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.375\,cm^2$

$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.125\,cm^2$

$S_t < \overline{S_t}$ Pour la zone courante A < A_{min} , donc on retiendra $A_t = 4$ T $8 = 2\ cm^2$.

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

- $\dfrac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ [1]

Avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\dfrac{2\times10^2}{250\times50} = 0.016 \geq \dfrac{1.15(1.0006 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0012$ ... (c.v)

Zone courante: $\dfrac{2\times10^2}{250\times150} = 0.005 \geq \dfrac{1.15(1.0006 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0012$ ... (c.v)

- $A_t \geq A_{min} = \dfrac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$ [1]

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \dfrac{0.4\times250\times50}{400} = 0.13cm^2$ ... (c.v)

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \dfrac{0.4\times250\times150}{400} = 0.38\,cm^2$ .... (c.v)

III.4.4.4.F. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_b} = 0.6.\, f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa$

Tableau III-40 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm^2)	3.39	4.52
M_{ser} (kN.m)	15.07	30.14
Y (cm)	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=8.64$	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=9.69$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=22515.77$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=27897.44$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=5.78$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=1047$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.4.4.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III-41 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
$h/L \geq Mt/(10\ Mo)$	$\rho \leq 4.2/fe$
$h/L = 0.3 / 3.70 = 0.081$ $Mt/(10\ Mo)=15.07/(10*45.21)=0.03$	$\rho=A/(bo*d)=3.39/(25*27)=0.005$ $4.2/fe = 4.2 / 400 = 0.01$
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

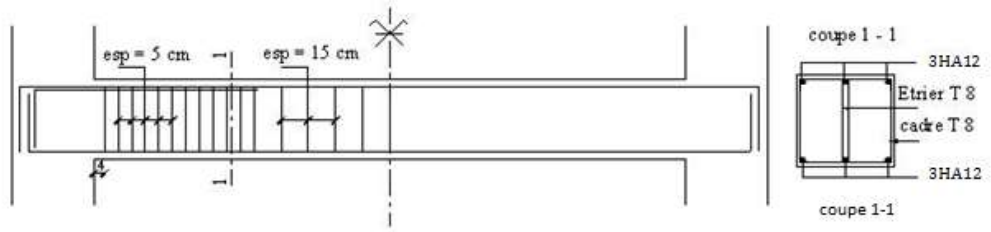


Figure III-38 : ferraillage de la poutre

III.2.Plancher corps creux :

Généralement le plancher est constitué de:

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

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

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.
La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 m entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

$$a1 \leq 20 \text{ cm}$$

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

$$a2 \leq 33 \text{ cm}$$

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnéepar : $A_{\perp} \geq$ 200/fe(MPa) si L≤50 cm

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

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 m 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 m.
- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

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

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisira: $A_{\perp} = 5\varphi 5 = 0.98\,\text{cm}^2$, esp = 20 cm.

$A_{//} = 4\varphi 5 = 0.78\,\text{cm}^2$, esp = 25 cm

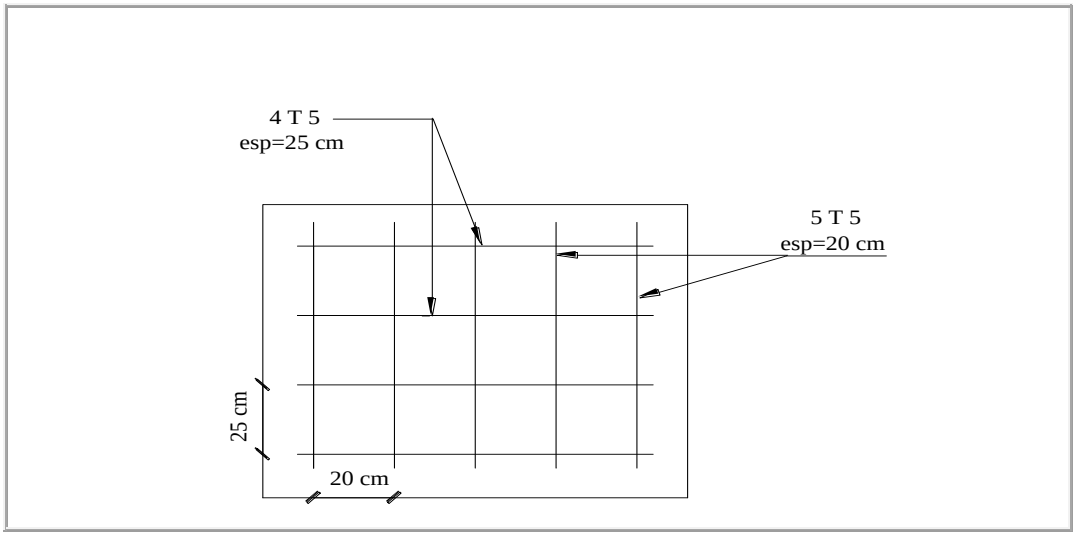


Figure III.4. Disposition des armatures de la table de compression

III.2.2.Les poutrelles :

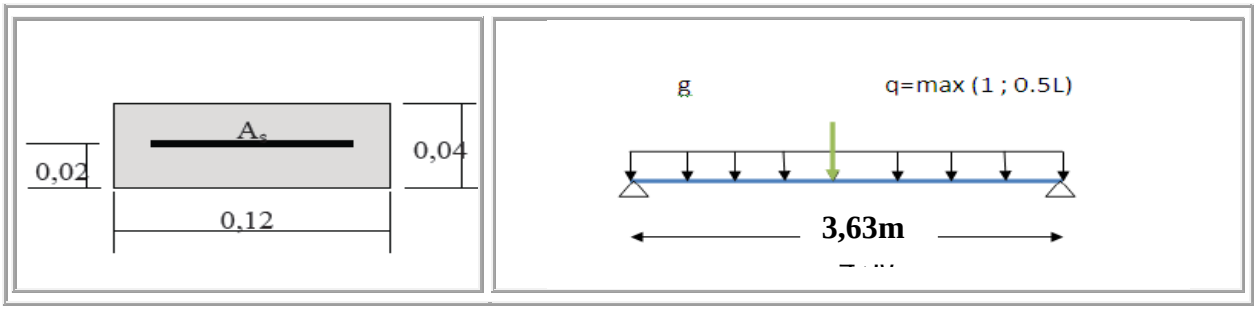
Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

a. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

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



Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm²

Tableau III.4.les charges de la poutrelle avant coulage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
3.63	1.81	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.5. Moments statiques des poutrelles

M_G (kN. m)	M_Q (kN. m)	M_U (kN. m)
$\frac{GL^2}{8} = 1.27$	$\frac{QL}{4} = 1.64$	1.35MG+1.5MQ=4.17

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{4.17 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 30^2} = 2.719 > \mu L = 0.372$$

Conclusion : Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression

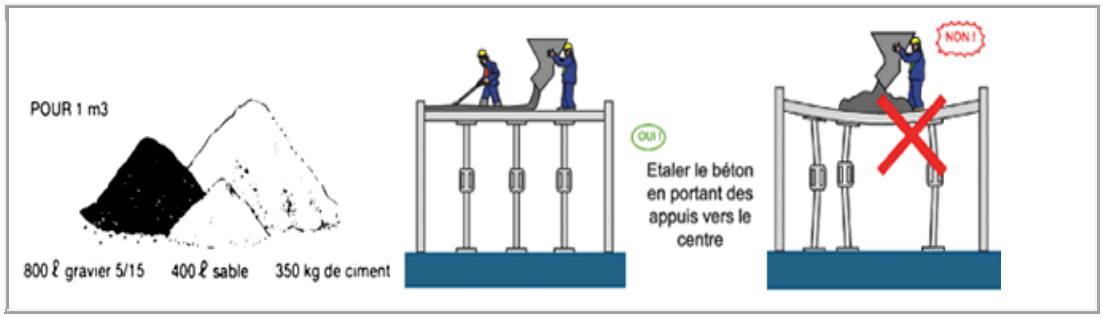


Figure III.6 Choix de disposition desétaiements

➢ **Calcul des étaiements:**

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "**μ**" pour la comparer avec "μ_1", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

- Pour un seul étai au milieu :

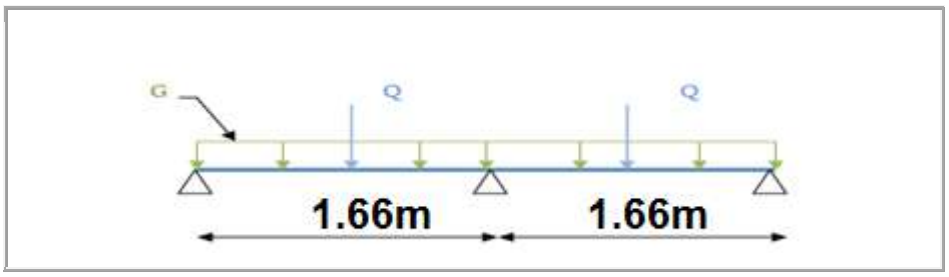


Figure III.7.Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.83 kN] = 1.00(kN)

$M_G = 0.265\,(kN.m)$

$M_Q = 0.415\,(kN.m)$

$M_u = 0.98\,(kN.m)$

$$\mu = \frac{0.98\times10^3}{0.12\times14.2\times(30)^2} = 0.639 > \mu_1 = 0.372 \quad (C.N.V)$$

On ajoute un autre étaiement.

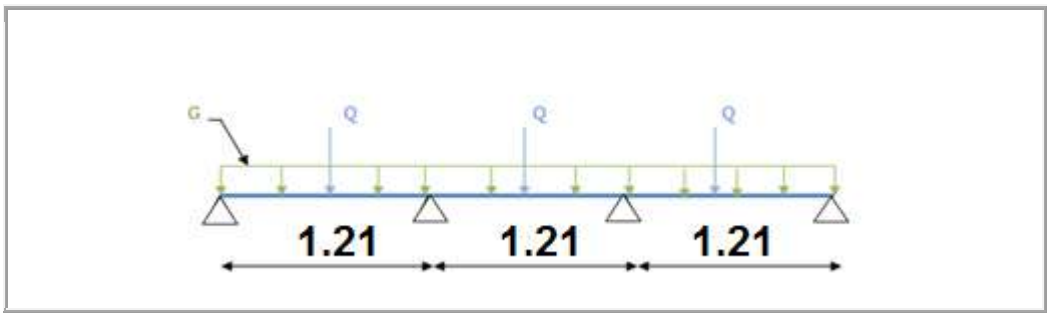


Figure III.8.Travée avecdeux étaisespacés de 1.21m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.605 kN] = 1.00(kN)

$M_G = 0.141\,(kN.m)$

$M_Q = 0.302\,(kN.m)$

$M_u = 0.644\,(kN.m)$

$$\mu = \frac{0.644 \times 10^3}{0.12 \times 14.2 \times (30)^2} = 0.419 > \mu_1 = 0.372 \quad (C.N.V)$$

On ajoute un autre étaiement.

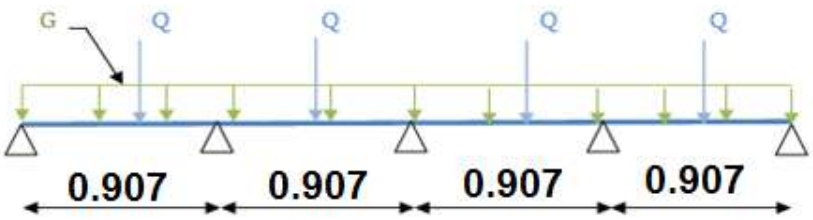


Figure III.9.Travée avectrois étaisespacés de 0.907m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.453 kN] = 1.00(kN)

$M_G = 0.079\,(kN.m)$

$M_Q = 0.226\,(kN.m)$

$M_u = 0.445\,(kN.m)$

$$\mu = \frac{0.445 \times 10^3}{0.12 \times 14.2 \times (30)^2} = 0.290 < \mu_1 = 0.372 \quad (C.V)$$

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 92.5cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b. Après coulage :

G = poids du plancher (16+4)= 2.80*0.65= 1.82 (kN/ml)

- Q =1*0.65=0.65 (kN/ml)
- 1.35G+1.5Q=3.432 (kN/ml)

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

- Type-1 : Poutrelles à 3 travée (2 travée de 3.63 m et travée de 3.35 m).
- Type-2 : Poutrelle à 7 travées.
- Type-3 : Poutrelle à 3 travées

b.1.Méthode de calcul

on utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

b.1.1. conditions d'application :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

***Conditions concernant la charge d'exploitation :**

** charges uniformément réparties :

$$Q \leq \text{Min}\ (2.G \text{ et } 5\ kN/m^2)$$

** charges concentrées :

$$P \leq \text{Min}\ (Q/4 \text{ et } 2\ kN)$$

P : charge permanente concentrée (en kN).

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

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

***Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

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

-le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$$

***Condition concernant le type de fissuration :**

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

b.1.2. Exposé de la méthode :

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

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

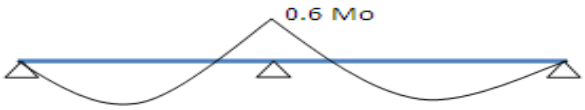
On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

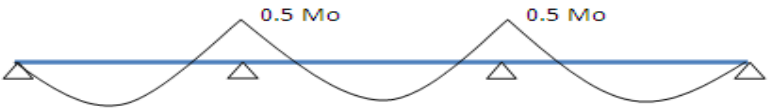
* Mt + ((Mw+Me)/2) ≥Max (1.05Mo et (1+0.3 α) Mo)

*Mt ≥ $\begin{cases} ((1.2+0.3\ \alpha)/2).Mo & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0.3\ \alpha)/2).Mo & \text{pour les travées intermédiaire.} \end{cases}$

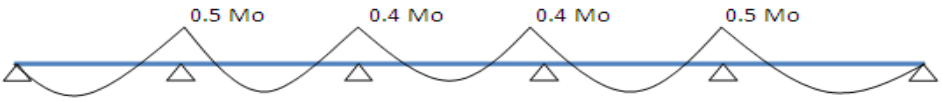
* Ma ≥ 0.6 Mo cas des poutres à 2 travées.



* Ma ≥ 0.5 Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.



*Ma ≥ 0.4 Mo pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées.



Remarque :

1) Mo : moment isostatique ($Mo=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment (Ma=0.2 Mo).

5) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+ ((Mw-Me)/L)

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0.85 Mo

Ma=Mb=-0.5 Mo

b.1. 3.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.6. Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.32*0.65=4.11	1*0.65=0.65	6.52	4.76
Plancher courant	6.00*0.65=3.9	1.5*0.65=0.975	6.727	4.875

b.1.4.Sollicitations de calcul :

1ier type :

E.L.U :

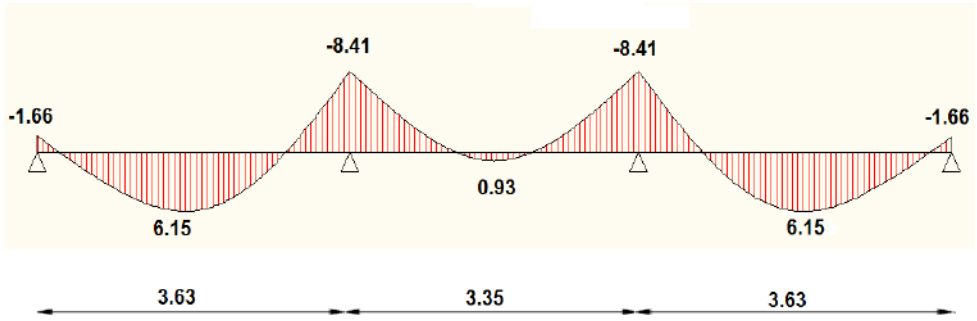


Figure III.10. Diagramme des moments du 1èr type des poutrelles à l'ELU

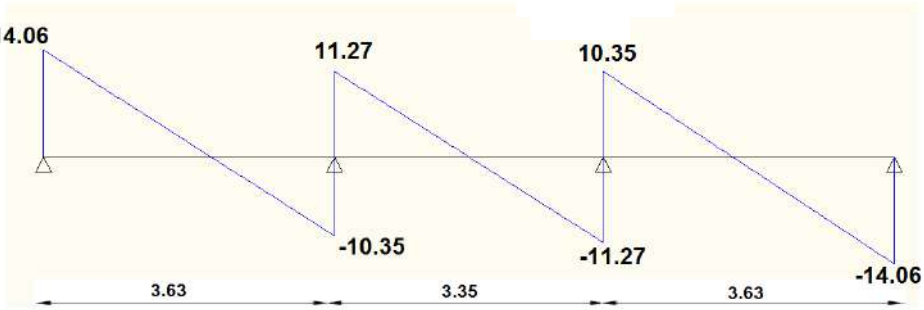


Figure III.11. Diagramme des efforts tranchants du1èr type des poutrelles à l'ELU

ELS :

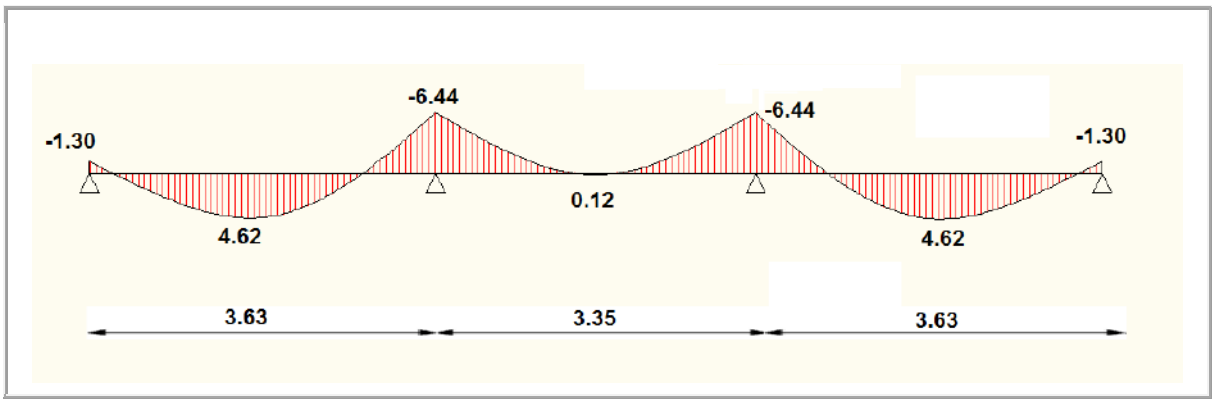
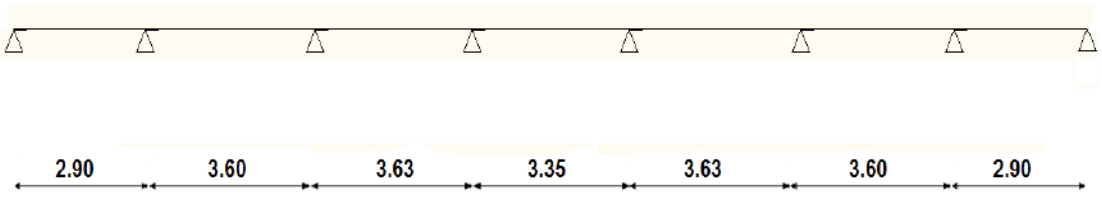


Figure III.12. . Diagramme des moments du 1ère type des poutrelles à l'ELS

Type2-Poutrelle à 7travées.



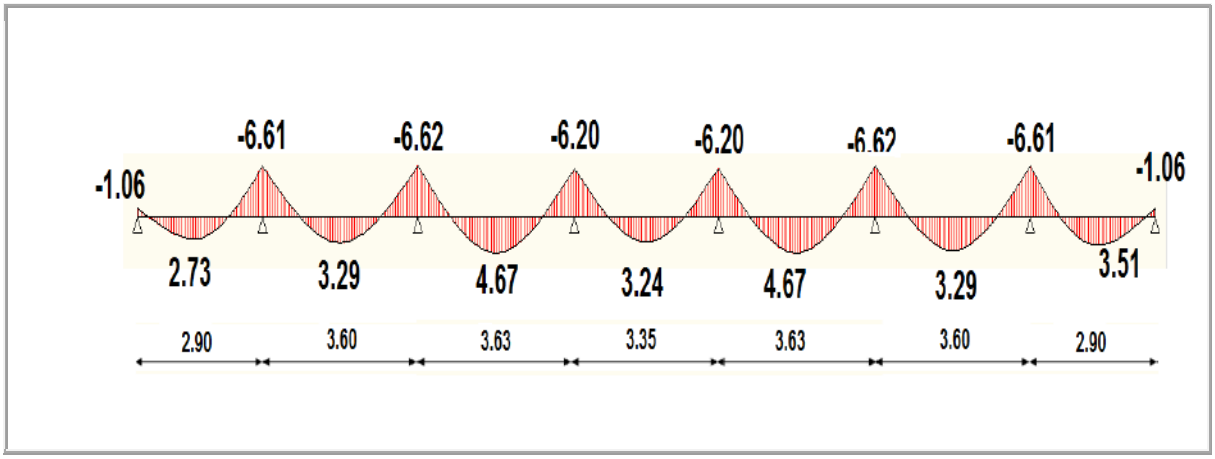


Figure III.12. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELU

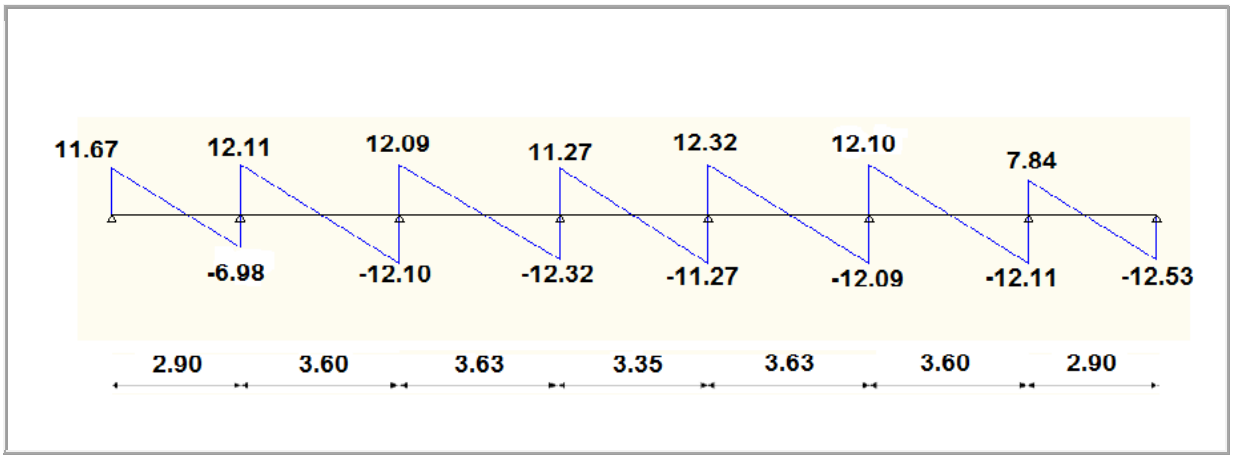


Figure III.13.Diagramme des efforts tranchants du 2eme type des poutrelles à l'ELU

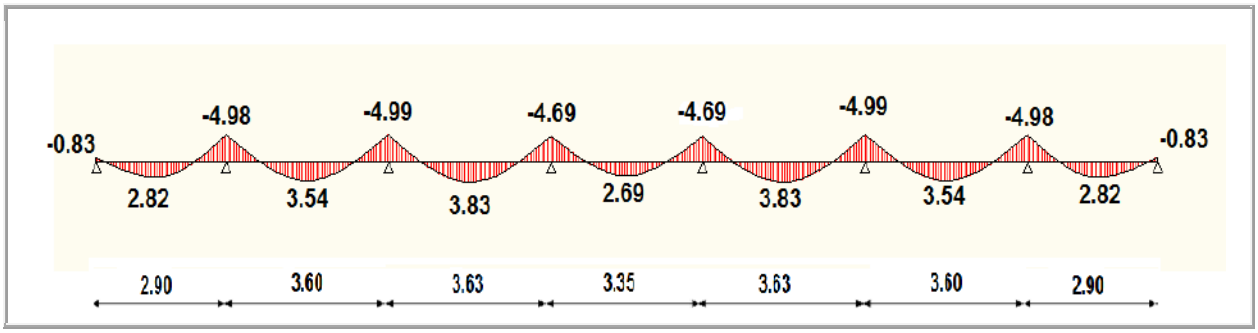


Figure III.14. Diagramme des moments du 2eme type des poutrelles à l'ELS

Type3-Poutrelle à 3 travées :

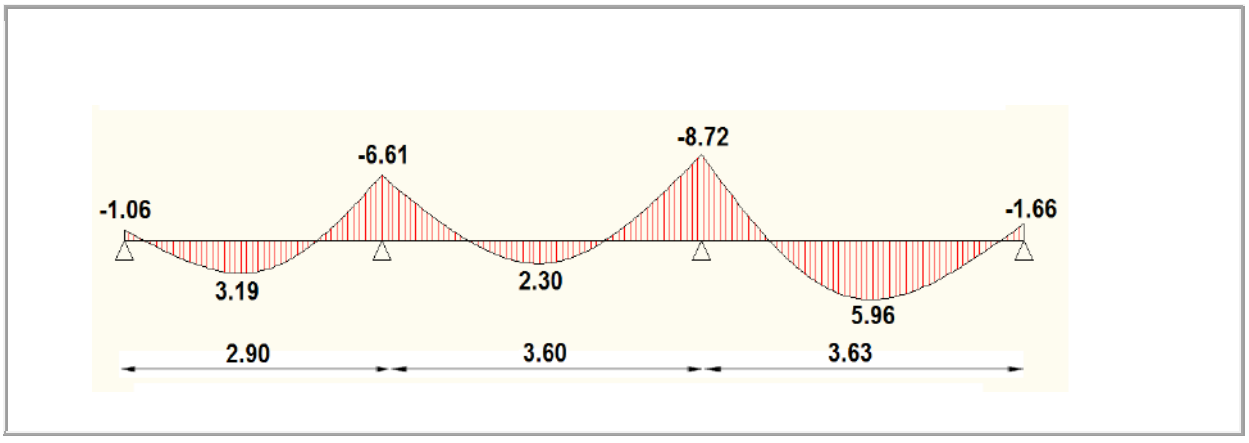


Figure III.15. Diagramme des moments du 3eme type des poutrelles à l'ELU

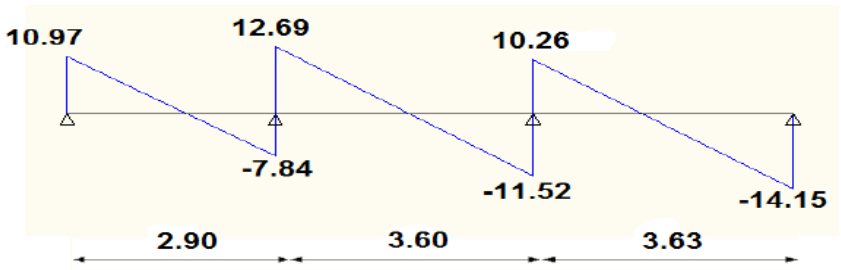


Figure III.16. Diagramme des efforts tranchants du 3eme type des poutrelles à l'ELU

ELS:

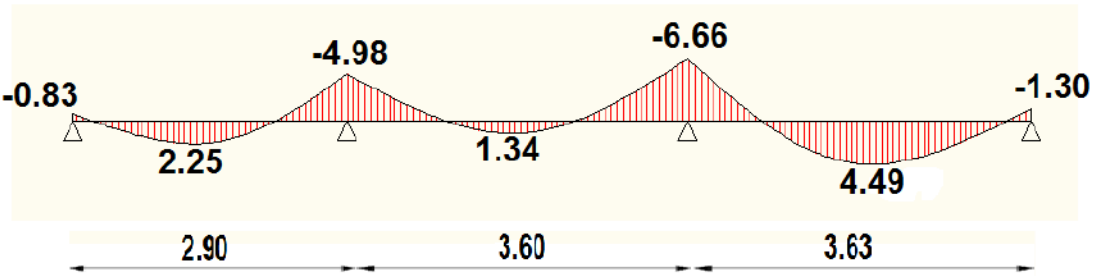


Figure III.17. Diagramme des moments du 3eme type des poutrelles à l'ELS

b.1. 5.Récapitulations :

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

Tableau III.7. Récapitulations des efforts internes

	E.L.U			E.L.S	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)
sollicitations	8.41	6.15	14.06	6.44	4.70
référence	Type-1-	Type-1-	Type-1-	Type-1-	Type-1-

b.1.6.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 :

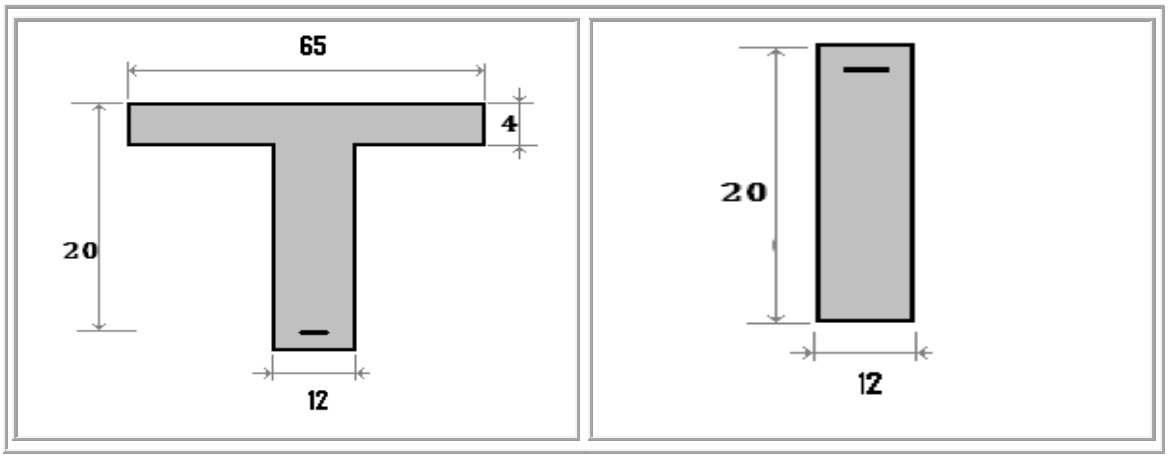


Figure III.18.les sections considérées pour le calcul des ferraillages
En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	6.15	8.41
	M_0 (kN.m)	Mo=b.ho.σb $_{adm}$.(d-ho/2)=65.10^{-2}.40.14,2.(180-40/2) =59.072(kN.m)	
		$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20) ⇒calcul en flexion simple	$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0.020	0.152
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui

β	0.990	0.917
A'(cm^2)	0	0
A (cm^2)	0.99	1.46
Amin (cm^2)	1.30	0.24
Le choix	3HA10=2.35	1HA10=0.78

Vérification a ELS	M_{ser} (kN.m)	4.70	6.44
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	3.27	6.67
	I_G (cm^4)	5867.30	4210.05
	K (N/cm^3)	80.11	152.96
	σ_b (MPa)	2.61	10.13
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui	Oui

Tableau III.8.calcul et vérification des armatures

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

Tableau III.9. Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10=2.35	Aa=1HA10=0.78

✓ Pour les appuis des poutrelles en utilisant les armatures de montage de barre de ϕ 8

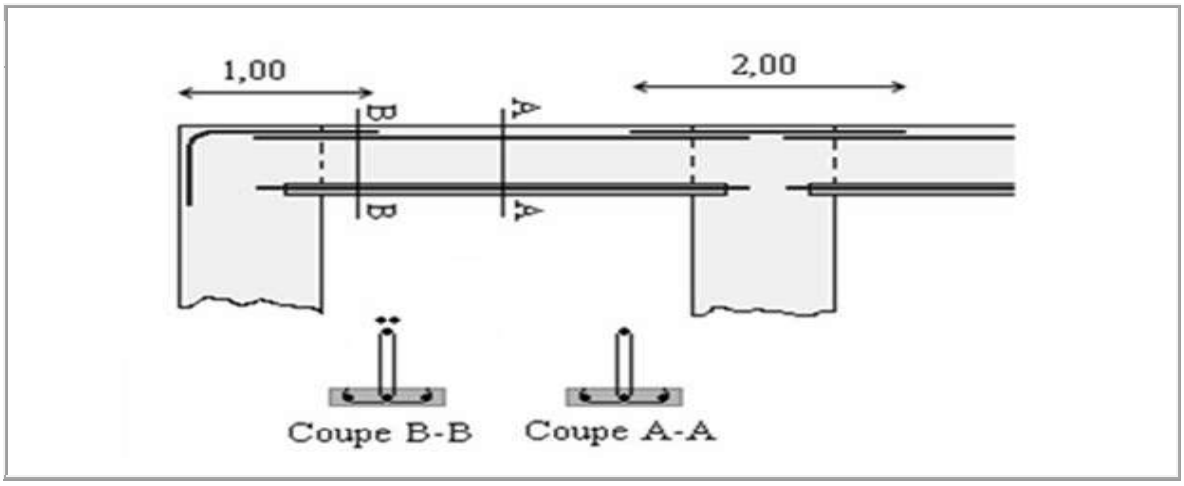


Figure III.19. Disposition constructive des armatures

- **Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5.71;\ 12;\ 14]$

On adopte: $\phi_t = 6$ mm.

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0{,}19\text{cm}^2$; $n_t = 2$

$A_t = a_t.n_t = 0{,}39\text{cm}^2$

- **Escapement:**

$S_t \leq min[0.9\,d\,,\,40\,\text{cm}] = 16.2\text{cm}$

$A_{t\,min} \le 0.003\,S_t.b$ **RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄**

$\Rightarrow S_t \ge \frac{A_t}{0.003.b} = 10{,}83\,cm$, on adopte: S_t = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

* $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

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

$$\frac{0.99\times10^2}{120\times150} = 0.0055 \ge \frac{1.15(0{,}651 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0{,}000067 \quad \text{(C.V)}$$

$$A_t \ge A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.15}{400} = 0.18cm^2$$

$A_t = 0.99cm^2 \ge A_{tmin} = 0{,}18cm^2$ (C.V)

Tableau III.10 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.

$$\tau u = \frac{T}{b * d} = \frac{14.06 * 10^3}{120 * 180} = 0.651\ MPa \le \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

- **vérification au voisinage de l'appui**:

Appui de rive: M_u = 8.41 kN.m > $0{,}9V_u$d= 1.36 kN.m
Aucun prolongement à faire.

- **vérification de la compression dans la bielle de béton**:

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0.9d\right] = \text{Min}\left[30 - 2 - 2; 0.9 \times 22\right] = 19.8\text{cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 14.06\text{kN} \le 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 198 = 158.4\text{kN} \qquad \text{(C.V)}$$

- **vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis**:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 14.06 \times 10^3}{120 \times 198} = 1.18\text{MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667\text{ MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

$$A = 1.57\text{ cm}^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 14.06 \times 10^3}{400} = 0.40\text{cm}^2 \qquad \text{(C.V)}$$

- **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 :

Tableau III.11. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \le 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 3.63 = 0.055 Mt/ (15 Mo)= 6.15/(15*5.87)=0.069	ρ=At/(bo*d)=1.57 /(12*18)=0.007 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
C.N.V	C.N.V

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

Évaluation détaillée de la flèche :

M_{ser} = 4.70kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{12.18} = 0.007$

$\rho = 0.73\% \Rightarrow \beta_1 = 0.876$ (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 189.85$ MPA

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0073} = 5.63$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 2.25$

$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.007 \cdot 189.85 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.495$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 7.39\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 20373.72\text{cm}^4$$

$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 10.337 * 10^3\ \text{cm}^4$

$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 22.31 * 10^3\ \text{cm}^4$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa ; $E_v = 1/3\ E_i = 10721.398$MPa

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{4.70 * 3.63^2 * 10^8}{10.(32164.195 * 16512)} \Rightarrow f_i = 1.16$ mm

$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{4.70 * 3.63^2 * 10^8}{10.(10721.398 * 28538)} \Rightarrow f_v = 2.02$ mm.

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 2.02 - 1.16 = 0.86$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{3630}{500} = 7.26$mm.

Donc: $\Delta f_t = 0.86$ mm $< f_{Limite} = 7.26$mm.

Tableau III.12. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	σ_s (MPa)	μ	λi	λ_v
4.70	1.57	7.39	0.007	0.876	189.85	0.495	5.63	2.25
I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
54840.13	16.512 *103	28.538* 10^3	3.63	1.16	2.02	0.86	7.2	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

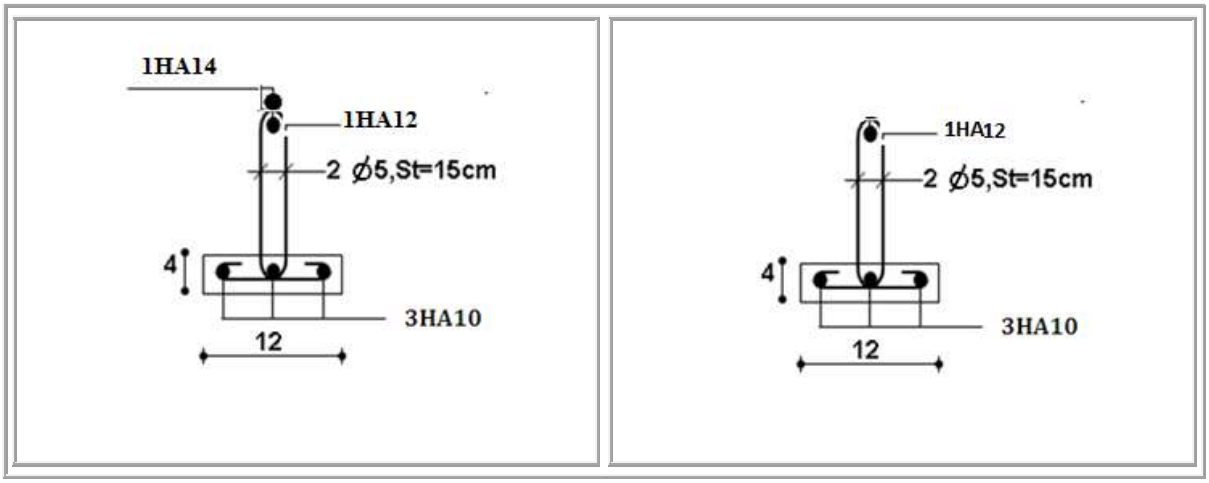


Figure III.20.ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 70 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

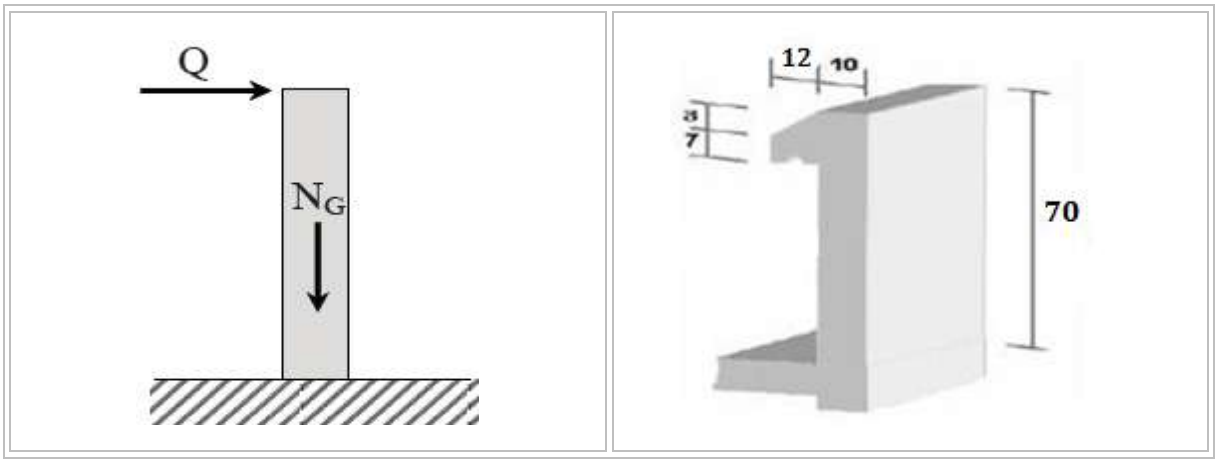


Figure III -1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III -1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.7*0.10)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = **2.005**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.1.2. Calcul des efforts :

Tableau III-2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.71	G = 2.005
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h =1.05	Q * h = 0.7

III.1.3. Calcul du ferraillage :

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

Tableau III-3 : Les données

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

III.1.3.a. À E L U :

- **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.05}{2.71} \Rightarrow e0 = 38.74$ cm

On a : $e_0 = 38.74\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

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.

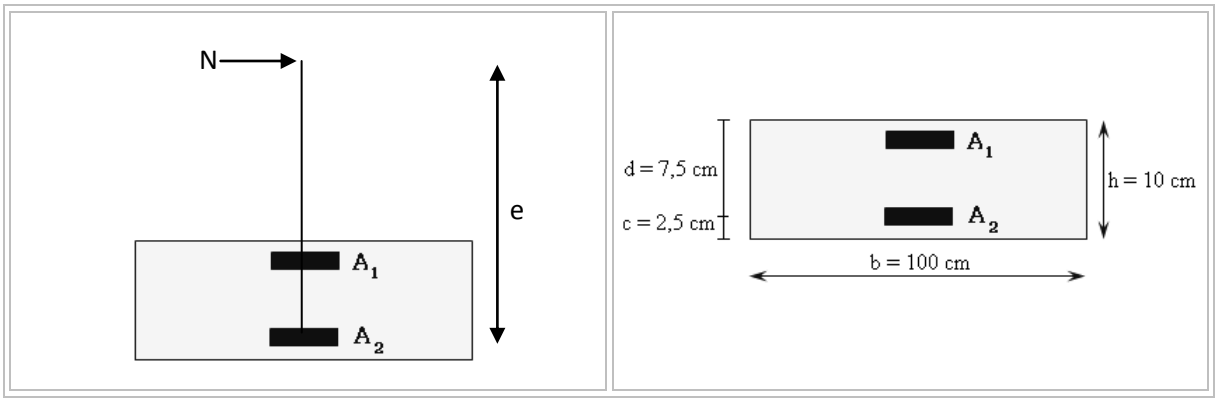


Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow \quad e \quad = \quad 0.412 \quad m$

M1 = N * e $\Rightarrow$ M1 = 1.116 kN.m

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.013$

$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow$ A1 = 0,43 cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow$ A = 0.352 cm²

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow$ A' =0 cm²

Donc: $\begin{cases} A = 0.352 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité : [1]**

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

Amin =1 cm²> A =0.352 cm² $\Rightarrow$ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Armatures de répartition : [1]**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²

❖ **Espacement : [1]**

St=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

Srép=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S : [1]

Données: N_{ser} = 2.005 kN

M_{ser} = 0.7kN.m

❖ **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{2.005} = 34.91cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 34.91cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: Bo = b*h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ Bo = 1016,95cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + Ad)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}042cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\,2 = 4{,}958cm.$

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^{3)} + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8437,\,50cm^4.$

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}673cm.$

Donc : $e_0 = 34{,}91cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}673cm.$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tel que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -30.05cm < 0".

- **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -2645.77 cm^2 \\ q = +52092.15 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2641.08\, y_2 + 52092.15 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 173.89° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59.39 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.48\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -59.35cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 27.82cm \end{cases}$

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

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

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

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 31.48cm \\ y_1 = y_2 + C = 1.57cm \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 22.73cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{2005}{22731} = 0.088\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.088 \times 15.7 = 1.381\,MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.088 \times (75 - 15.7) = 75.9\,MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\,MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,MPa\right] = 201.633\,MPa$$

$$\sigma_s = 75.9\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\,MPa$$

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

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant : [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{1.05}{1.05x0.075} = -14.05kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,
Donc pas de vérification à faire.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.005 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.005 = 1.11\,KN$$

$F_p = 1.11\,KN < T = 1.5\,KN$ …… (Condition vérifiée)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

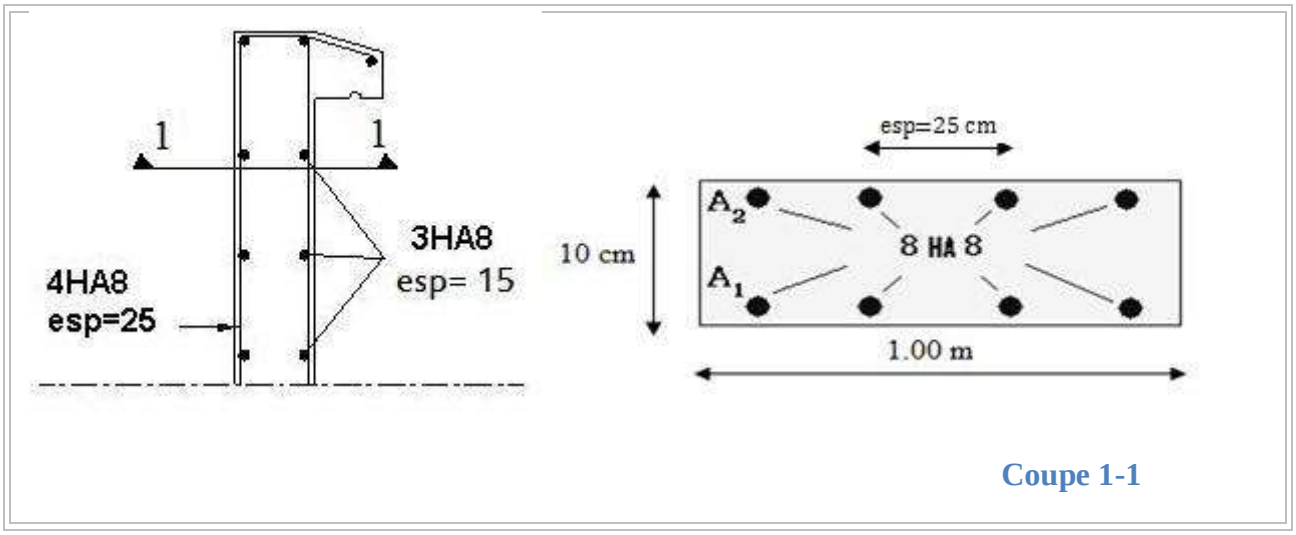


Figure III -3 : Ferraillage de l'acrotère

III.3. CALCUL DES DALLES PLEINES:

III.3.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.3.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.

- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.2.1. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

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

Text = P .f (cas d'une charge concentrée).

Text= $\iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

Tint= M . L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

III.3.2.2 Position des lignes de rupture:

III.3.3 Calcul par la méthode des lignes de rupture :

Travail externe : Text =q.s.f ;

Avec q : la charge repartie sur la surface S qui subit un déplacement du centre de gravité

III.3.3.1 Dalle sur 2 appuis

On suppose que la dalle est semi encastrée niveau des appuis, ayant un renforcement

isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes). C'est-à-dire:

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5M \quad , \quad M_{tx}=M_{ty}=M$$

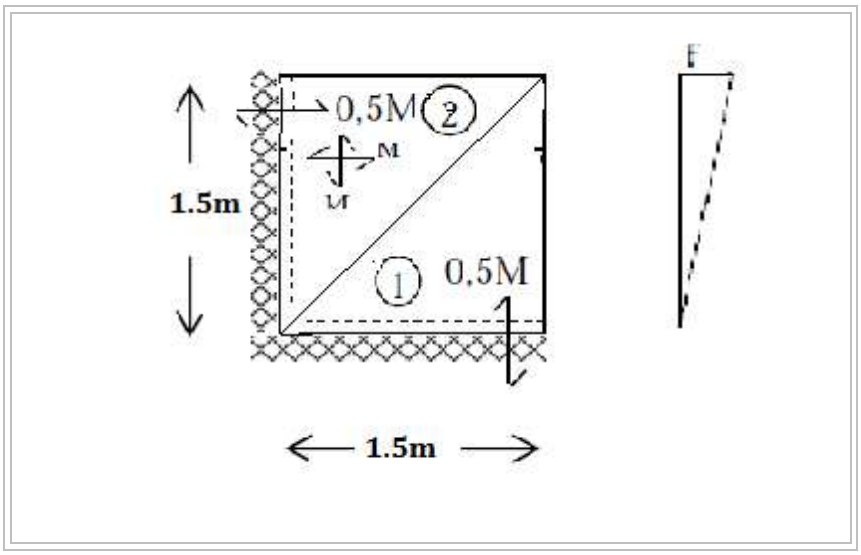


Figure III -21 : Dalle pleine

Tableau III -13 : Travail externe

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charges q_u
1	0.75 y	f/3	$0.25.y.f.q_u$
2	0.75 y	f/3	$0.25.y.f.q_u$
		Σ	$0.5.f.q_u$

Tableau III -14 : Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne = M.L.θ
1	+	M	1.5	f/y	1.5.M.f/y
	-	0.5M	1.5	f/y	0.75.M.f/y
2	+	M	y	f/1.5	0.66.M.y.f
	-	0.5M	y	f/1.5	0.33.M.y.f
				Σ	M.f.(2.25/y+0.99y)

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne **: ($\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$)**

$0.5.f.q_u = M.f.(2.25/y + 0.99y)$

$$M = q_u \frac{0.5}{(2.25/y + 0.99y)}$$

$$\frac{dM}{dy} = 0 \quad y = 1.5 \Longrightarrow$$

Donc :

$$\begin{cases} M_u = 0.167\ q_u \\ M_{ser} = 0.167\ q_{se} \end{cases}$$

q_u= 1,35*5.61+1,5*3.5 = 12.82 KN ⟹ M_u= 2.14 KN.m

q_{ser}=5.61+3.5 = 9.11 KN M_{ser}= 1.52KN.m

En travée

$M_{u\,t}$= 2.14 KN.m

$M_{ser\,t}$= 1.52 KN.m

Aux appuis

$M_{u\,a}$ = 0.5*2.14 =1.07KN.m

$M_{ser\,a}$=0.5*1.52=0.76 KN.m

III.3.3.2Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau III -14 : Les données

f_{c28}	25 MPa	h	15 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	12.4 cm
f_e	400 MPa	c	2 cm
$\sigma_{b\,adm}$	14.2 MPa	c’	2 cm
$\sigma_{s\,adm}$	348 MPa	b	100 cm

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

	sens	M_u (kN.m	A(cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Espace-ment	sens	A_{rep} (cm^2)	espac ement
En travée	y	2.14	0.48	0.00	1.50	5HA10	20	x	5HA10	20
En appuis	y	1.07	0.24	0.00	1.50	5HA10	20	x	5HA10	20

-Vérification de l'espacement:

$ST1 \leq \text{Min}\begin{cases} 3h=45cm \\ 33cm \end{cases}$

Soit: $\begin{cases} : S_{t1}=25\ cm \\ <33\ cm \end{cases}$

$S_{t2}= 30\ cm$

III.3.3.3.2Vérification de l'ELS :

En travée : $M_{tx}=M_{ty}=2.14$ KN.m

Aux appuis : $M_{ax}=M_{ay}= 1.07$KN.m

Vérification : $M_t+ \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.2\ M_x$ **[1]**

$$\Rightarrow 2.14+ \frac{1.07+1.07}{2} = 3.21 > 2.57$$

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Vérification de l'effort tranchant :

$V= \frac{qu.L}{2} =$ **9.62KN** ;

$$\Rightarrow \frac{V}{b_0 \cdot d} = 0.075MPa \text{ [1]}$$

$\overline{\tau_u} = 0.07 f_{cj} / \gamma_b = 1.16MPa \rightarrow \boxed{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$ (c.v)

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

Tableau III -16: Calcul des sections d'acier de la dalle

	sens	M_u (kN.m	A(cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Espace-ment	sens	A_{rep} (cm^2)	espac ement
En travée	y	2.14	0.48	0.00	1.50	5HA10	20	x	5HA10	20
En appuis	y	1.07	0.24	0.00	1.50	5HA10	20	x	5HA10	20

-Vérification de l'espacement:

$$ST1 \leq \text{Min}\begin{cases} 3h=45cm \\ 33cm \end{cases}$$

Soit: $\begin{cases} : S_{t1}=25\ cm \\ <33\ cm \end{cases}$

$S_{t2}= 30$ cm

III.3.3.3.2Vérification de l'ELS :

En travée : $M_{tx}=M_{ty}=2.14$ KN.m

Aux appuis : $M_{ax}=M_{ay}= 1.07$KN.m

Vérification : $M_t+\frac{M_e+M_w}{2} \geq 1.2\ M_x$ **[1]**

$$\Rightarrow 2.14+\frac{1.07+1.07}{2}=3.21>2.57$$

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Vérification de l'effort tranchant :

$V=\frac{qu.L}{2}=$ **9.62KN** ;

$$\Rightarrow \frac{V}{b_0 \cdot d}=0.075MPa \text{ [1]}$$

$\overline{\tau_u}=0.07f_{cj}/\gamma_b = 1.16$MPa ➔ $\boxed{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$ (c.v)

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

IV.1.Introduction :

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

Le système de contreventement doit être disposé de façon à :

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

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

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

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

IV.2.1.Centre de masse :

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

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

$$XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi}$$

$$YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

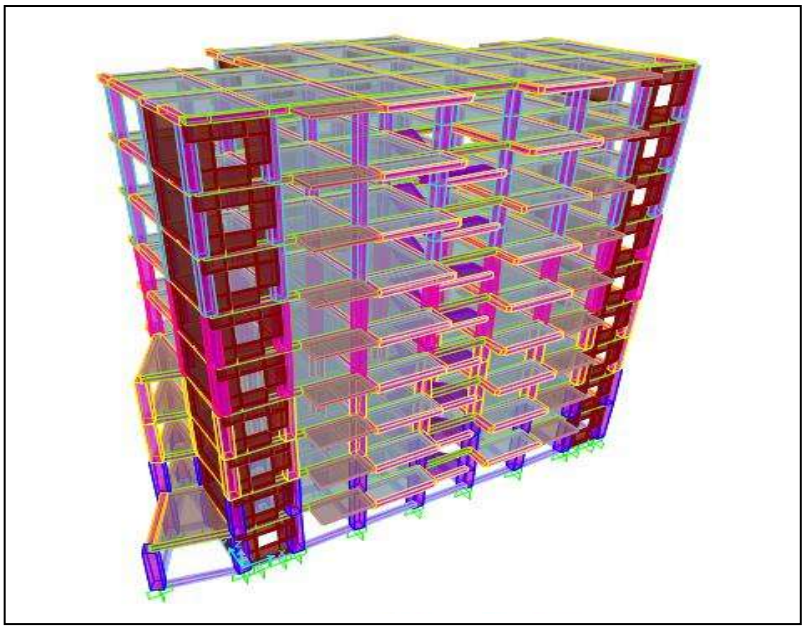


Figure IV.1.Vue en 3D

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse

Niveau(m)	Wi (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	Wi*Xi	Wi*Yi
+27.88	2757.77	11.81	5.57	32569.26	15360.78
+24.82	3464.73	11.81	5.59	40918.46	19367.84
+21.76	3445.38	11.81	5.67	40689.94	19535.30
+18.70	3546.16	11.81	5.54	41880.15	19645.73
+15.64	3587.01	11.81	5.54	42362.59	19872.04
+12.58	3688.01	11.61	5.53	42817.80	20394.70
+9.52	3732.34	11.48	5.54	42847.26	20677.16
+6.46	3808.63	11.50	5.53	43799.25	21061.72
+3.40	4018.47	11.08	5.41	44524.65	21739.92
somme	32048.50			372409.35	177655.19

IV.2.2.Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

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

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - ♦ Pour les poteaux '1' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1 + I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2} + 1}$ **[4]**
  - ♦ pour les voiles plein : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & \text{si } n \le 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

I: inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a: demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^3.H}$: Voile à une seule file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$: Voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\,\alpha}$ Si $\xi = 0$.

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 \text{ch}\,\alpha}.\text{sh}\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch}\,\alpha.\xi}{\text{ch}\,\alpha}$$

Remarque: si $\alpha > 10$, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

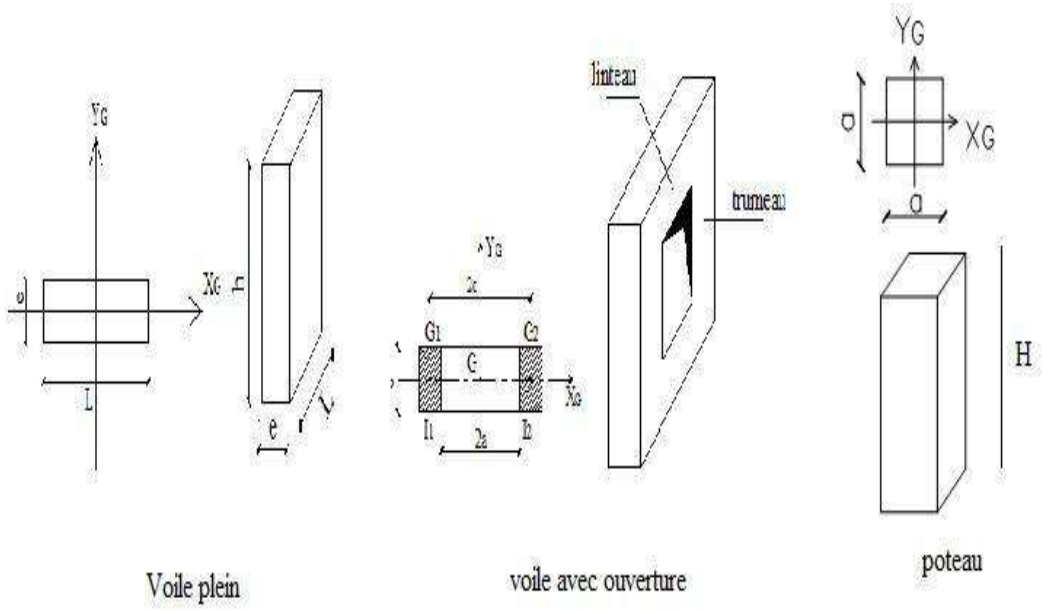


Figure IV.2.dimension des voiles et poteaux

Tableau IV.2.Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_I(m)	Y_I(m)	$\sum I_{xi}*X_i$	$\sum I_{Yi}*Y_i$
+27.88	0.3244	1.8255	12.32	5.40	3.997	1.752
+24.82	0.3244	1.8255	12.32	5.40	3.997	1.752
+21.76	0.3244	1.8255	12.32	5.40	3.997	1.752
+18.70	0.3746	1.8756	12.26	5.36	4.593	2.008
+15.64	0.3746	1.8756	12.26	5.36	4.593	2.008
+12.58	0.4499	1.9509	12.07	5.32	5.430	2.393
+9.52	0.4499	1.9509	12.07	5.32	5.430	2.393
+6.46	0.5419	2.0430	12.02	5.29	6.514	2.867
+3.40	0.5527	2.0538	12.02	5.29	6.643	2.924

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.A. Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} Ex = |XR-XG| \\ Ey = |YR-YG| \end{cases}$$

Tableau IV.3.Calcul de l'excentricité statique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_t	e_x (m)	Y_G	Y_t	e_y (m)
+27.88	11.81	12.32	0.51	5.57	5.4	0.17
+24.82	11.81	12.32	0.51	5.59	5.4	0.17
+21.76	11.81	12.32	0.51	5.67	5.4	0.17
+18.70	11.81	12.26	0.45	5.54	5.36	0.18
+15.64	11.81	12.26	0.45	5.54	5.36	0.18
+12.58	11.61	12.07	0.46	5.53	5.32	0.21
+9.52	11.48	12.07	0.46	5.54	5.32	0.21
+6.46	11.5	12.02	0.52	5.53	5.29	0.24
+3.40	11.08	12.02	0.94	5.41	5.29	0.12

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : [1]►► [Art 4.2.7]◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans

chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

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

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

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

Tableau IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+27.88	23.61	16.02	1.18	0.80
+24.82	23.61	16.02	1.18	0.80
+21.76	23.61	16.02	1.18	0.80
+18.70	23.61	16.02	1.18	0.80
+15.64	23.61	16.02	1.18	0.80
+12.58	25.67	16.02	1.28	0.80
+9.52	25.67	16.02	1.28	0.80
+6.46	25.67	16.02	1.28	0.80
+3.40	27.55	16.02	1.37	0.80

IV.2.3.C.Effets de la torsion accidentelle [1]:►► [Art 4.3.7]◄◄ :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plusl'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action

sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

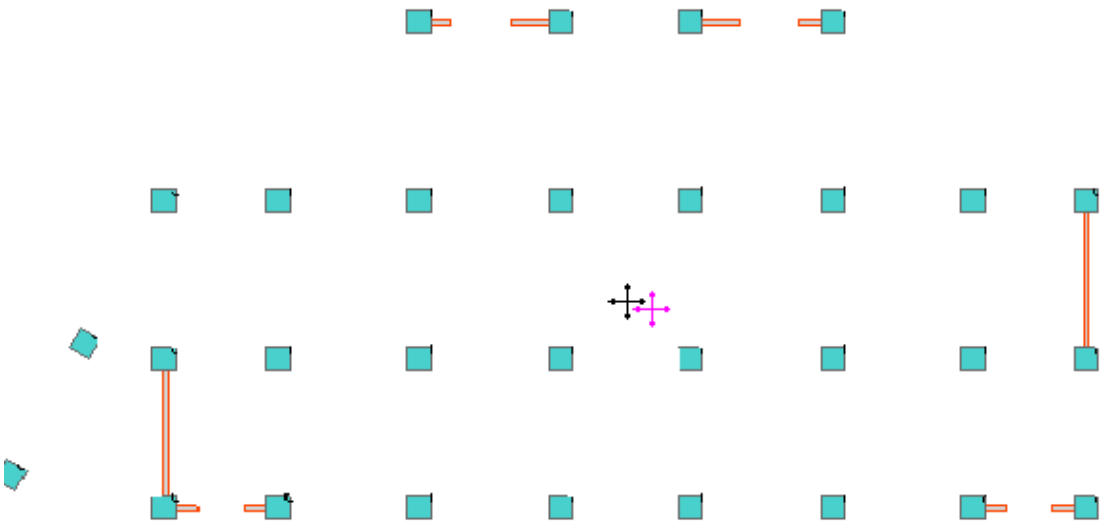


Tableau IV.5.Calcul de l'excentricité totale

	centre de masse		centre de torsion		excentricité accidentelle 5% L		excentricité finale			
	X_G	Y_G	X_T	Y_T	$\pm e_{x\,acc}$	$\pm e_{yacc}$	$(e_x + e_{x\,ac})$	$(e_x - e_{x\,ac})$	$(e_y + e_{yac})$	$(e_y - e_{yac})$
8	11.81	5.57	12.32	5.4	1.18	0.80	1.69	0.67	0.97	0.63
7	11.81	5.59	12.32	5.4	1.18	0.80	1.69	0.67	0.97	0.63
6	11.81	5.67	12.32	5.4	1.18	0.80	1.69	0.67	0.97	0.63
5	11.81	5.54	12.26	5.36	1.18	0.80	1.63	0.73	0.98	0.62
4	11.81	5.54	12.26	5.36	1.18	0.80	1.63	0.73	0.98	0.62
3	11.61	5.53	12.07	5.32	1.28	0.80	1.74	0.82	1.01	0.59
2	11.48	5.54	12.07	5.32	1.28	0.80	1.74	0.82	1.01	0.59
1	11.5	5.53	12.02	5.29	1.28	0.80	1.8	0.76	1.04	0.56
RDC	11.08	5.41	12.02	5.29	1.37	0.80	2.31	0.43	0.92	0.68

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

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

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

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La régularité en plan n'est pas vérifiéeainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m,

- ✓ Donc selon **[1]:►► [Art 4.1.2]◄◄**, les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.
  La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'SAP 2000.V17'**.

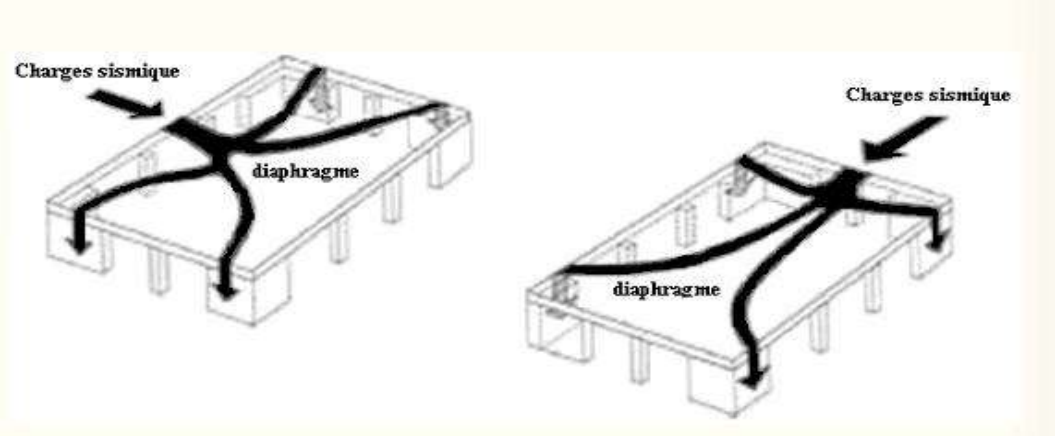
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. Principe :

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

IV.3.3.2.Modélisation : ►► [Art 4.3.2] ◄◄ RPA2003

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.



IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

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

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

a. Coefficient d'accélération A :RPA93 [1]►► [Tab4.1]◄◄

Tableau IV. 6. Coefficient d'accélération de zone **A**

Zone	groupe 1A	groupe 1B	**groupe 2**	groupe 3
IIb	0.25	0.20	**0.20**	0.10

b. facteur de correction d'amortissement η:

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$ **[1] RPA93►► [Tab4.2]◄◄**

Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

c. coefficient de comportement R :RPA93 [1]►► [Tab4.3]◄◄

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

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

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

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

Donc : **R= 5**

-Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄ :

- **Suivant X :**

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
27.88	100%	91.28%	8.72%	100%	52.48%	47.52%
24.82	100%	88.52%	11.48%	100%	48.34%	51.66%
21.76	100%	88.03%	11.97%	100%	40.68%	59.32%
18.7	100%	89.11%	10.89%	100%	42.76%	57.24%
15.64	100%	89.17%	10.83%	100%	34.74%	65.26%
12.58	100%	90.20%	9.81%	100%	36.26%	63.74%
9.52	100%	90.34%	9.66%	100%	28.52%	71.48%
6.46	100%	91.24%	8.76%	100%	25.59%	74.41%
3.4	100%	91.40%	8.60%	100%	26.66%	73.34%

- **Suivant Y :**

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
27.88	100%	90.34%	9.66%	100%	69.27%	30.73%
24.82	100%	89.98%	10.02%	100%	59.37%	40.63%
21.76	100%	90.07%	9.93%	100%	49.17%	50.83%
18.7	100%	91.07%	8.93%	100%	51.17%	48.83%
15.64	100%	91.19%	8.81%	100%	41.74%	58.26%
12.58	100%	92.10%	7.90%	100%	43.46%	56.54%
9.52	100%	92.24%	7.76%	100%	35.13%	64.87%
6.46	100%	93.04%	6.96%	100%	32.48%	67.52%
3.4	100%	93.11%	6.89%	100%	31.66%	68.34%

d. facteur de qualité Q : [1] ►► [Tab4.4] ◄◄

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7.détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}15 = 1.15$
$Q_Y = 1 + 0{,}2 = 1.20$

e. périodes caractéristiques : [1] ►► [Tab4.7] ◄◄

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\text{s} \end{array}\right\} \text{site S 3.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de ***spectre de réponse.***

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

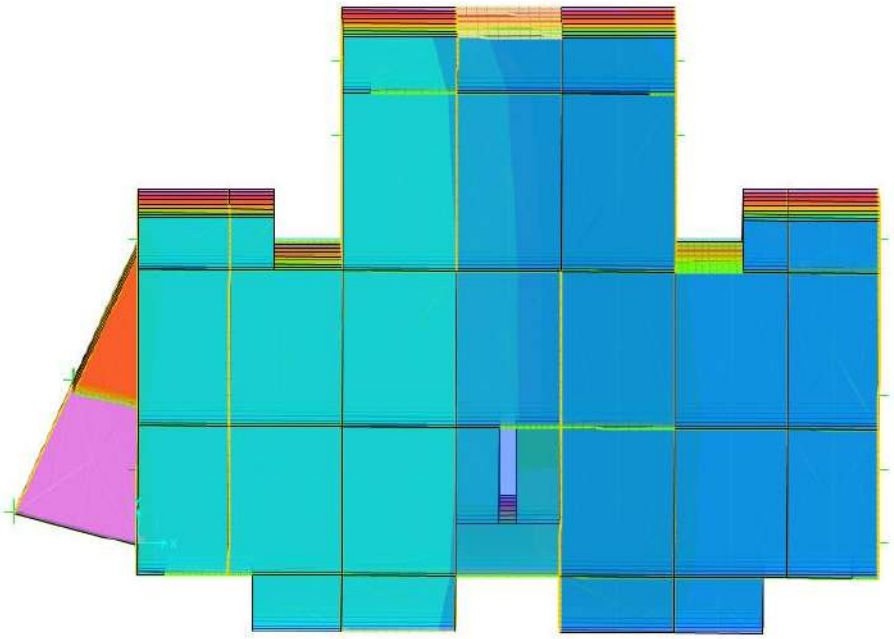
IV.4.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

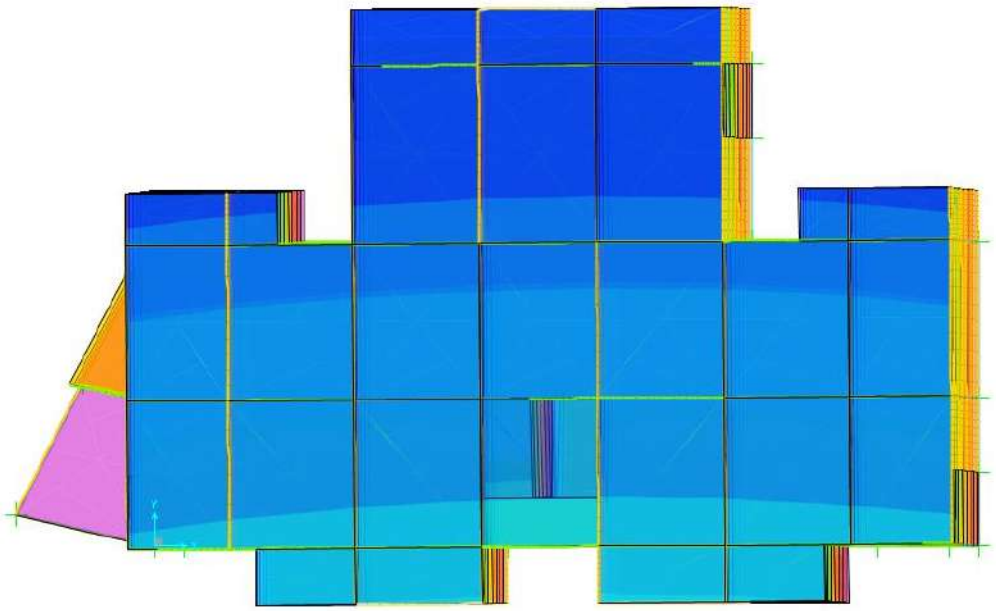
- Vérification de comportementdestrois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode1



Mode2



Mode3

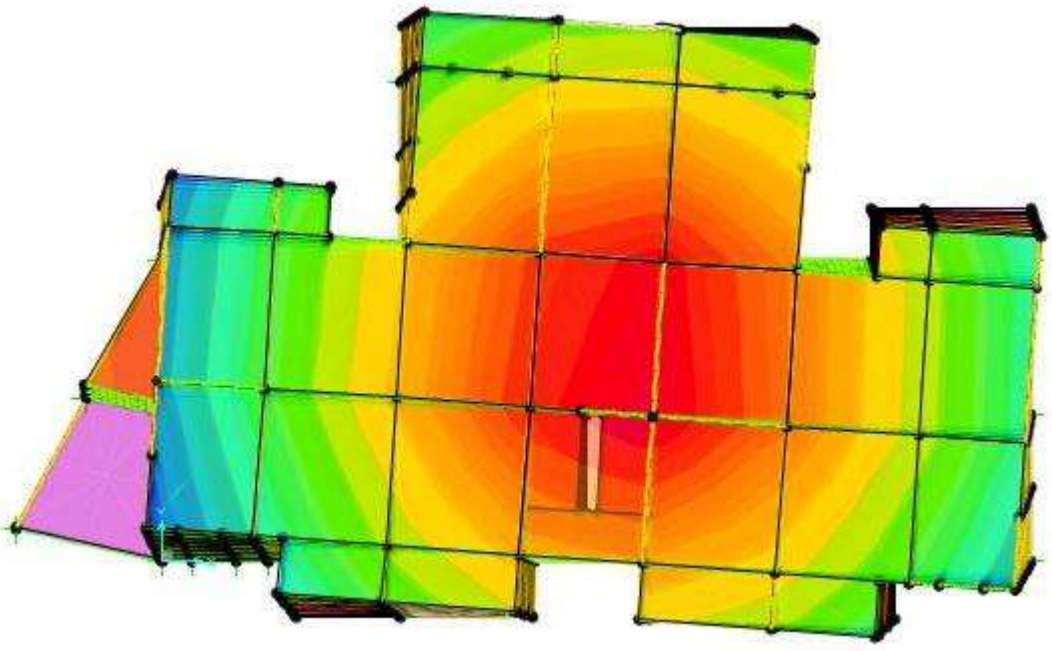


Figure IV.3.Le comportement des trois premiers modes

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)
Mode 1	1.69%	64.87%
Mode 2	66.02%	1.28%
Mode 3	0.08%	0.05%

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant (Y) de 64.87%	translation suivant (X) de 66.02%	rotation autour de Z

IV.4.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90%
au moins de la masse totale de la structure d'après:**[1]►► [Art4.3.4.a] ◄◄**

Tableau IV.8.Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Masses cumulées (%)	
1	0.65	4.69%	63.87%
2	0.58	70.71%	68.15%
3	0.44	70.79%	69.10%
4	0.18	75.05%	82.46%
5	0.17	88.36%	87.37%
6	0.12	88.36%	87.61%
7	0.09	91.76%	90.47%

Constatation :

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 7éme mode

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : [1] ►► [Art4.2.6] ◄◄

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

Calcul de la force sismique totale [1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄ :

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s **[1]: ►► [Tab4.7] ◄◄**
(Avec site S3)
η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$
ξ = 7 % **[1]: ►► [Tab4.2] ◄◄**
(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0.7 **(C.V)**

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

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

C_T=0.05 →Tx=Ty=0.05*$27.88^{3/4}$=0.606

2/ $T=0{,}09.h_N/D^{1/2}$ **[1]: ►► [Art4.2.4] ◄◄**

$$\begin{cases} T_x=0.413\ s \\ T_y=0.519\ s \end{cases}$$

Les valeurs qu'on prend alors sont:

$$\begin{cases} Tx=0.413\ s \\ £(0;\ 0.5\ s) \\ Ty=0.519\ s \end{cases}$$

Alors: Dx=Dy=2.5**η**

Donc :

$$\begin{cases} Dx.1=2.205 \\ Dy=2.205 \end{cases}$$

W : poids total de la structure :

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

β = 0.2**[1]: ►► [Tab4.5] ◄◄**

W=35117.156kN

Tableau IV.9.Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.20	2.205	2.205	5	1.15	1.20	32048.50	3561.93	3716.79

Tableau IV.10.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	Vs (kN)	Vd (kN)	Vd/ Vs	V_t> 0.8*V
X	3561.93	2280.19	0.640	C.N.V
Y	3716.79	2100.57	0.565	C.N.V

Pour les deux directions x et y la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse< 0.80 V, (forces, déplacements, moments,...) avec un coefficient de majoration dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction de x on a :

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.249$$

- Pour la direction de y on a :

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.415$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.414 », et le coefficient « 1 »de la force sismique suivant la direction y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient « 1.335 ».

IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

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

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} Mt_x = Y_G.Wi \\ Mt_y = X_G.Wi \end{cases}$$

Avec :

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

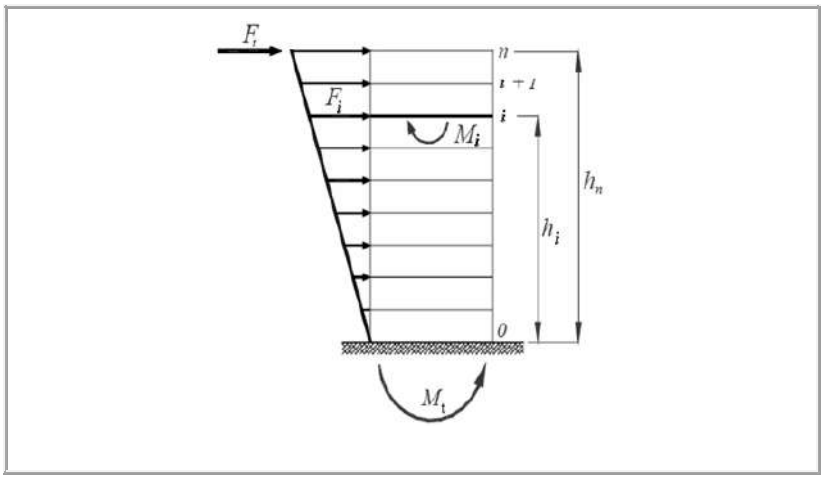


Figure IV.4.Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄ :

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

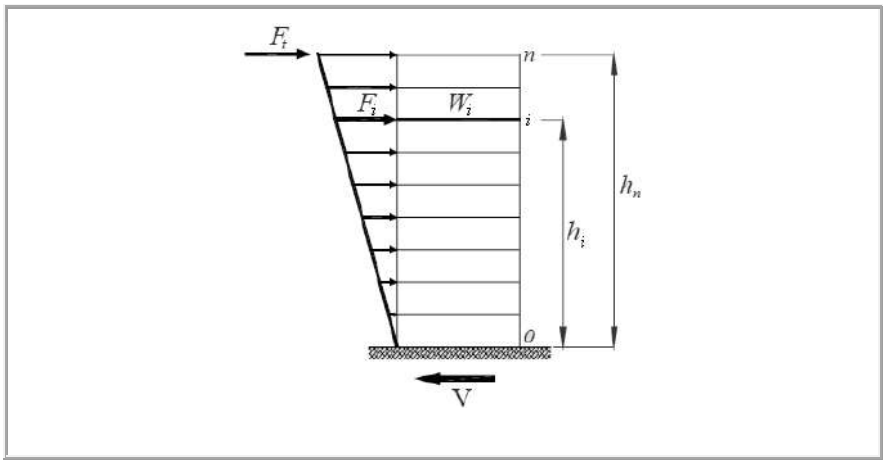
$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a:

- Tx = 0.413 s → Ft = 0
- Ty = 0.509s → Ft = 0

Doncon a:

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



FigureIV.5.Distribution des forces sismiques

Vx= 3561.93*1.249=4448.85 KN

Tableau IV.11.Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau (m)	W_i (kN)	W_ih_i (kN.m)	α_x	F_{ix}(kN)
+27.88	2757.77	76886.63	0.160	364.89
+24.82	3464.73	85994.60	0.179	408.12
+21.76	3445.38	74971.47	0.156	355.80
+18.70	3546.16	66313.19	0.138	314.71
+15.64	3587.01	56100.84	0.117	266.25
+12.58	3688.01	46395.17	0.097	220.18
+9.52	3732.34	35531.88	0.074	168.63
+6.46	3808.63	24603.75	0.051	116.77
+3.40	4018.47	13662.80	0.028	64.84
SOMME		480460.31	1	2280.19

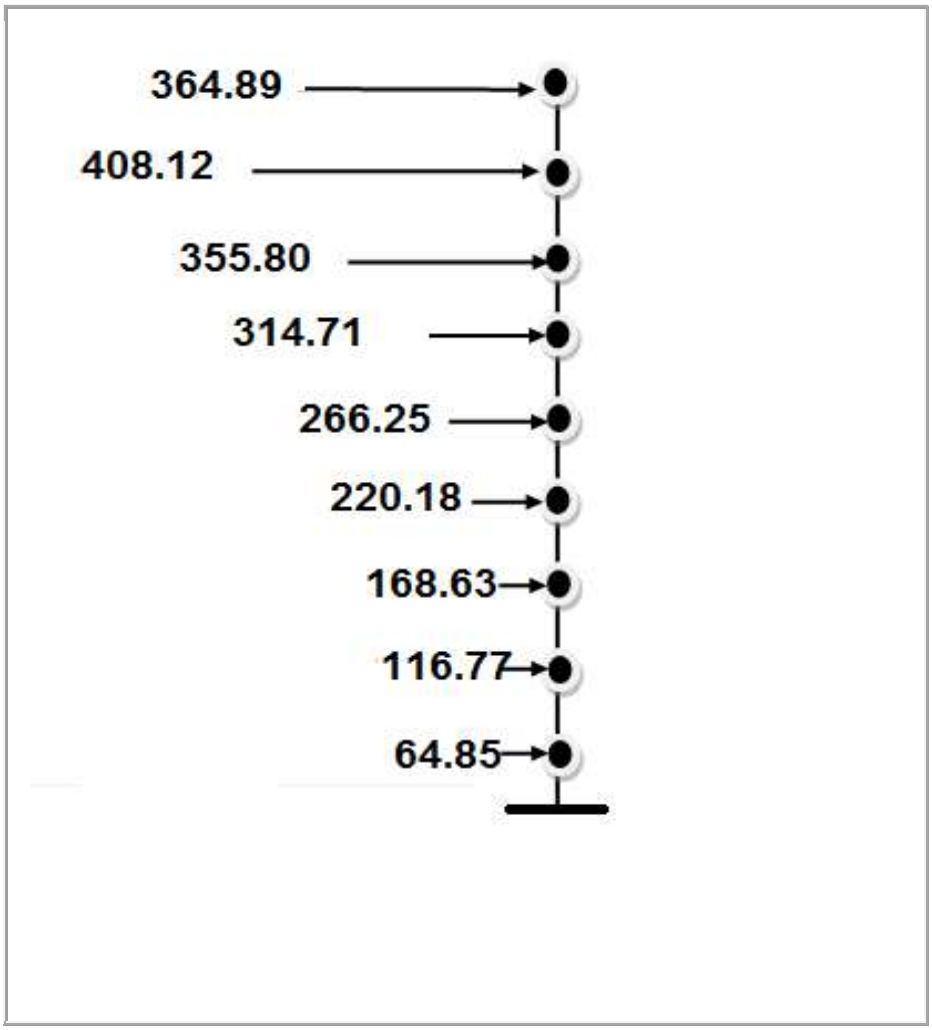


Figure IV.6.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Vy =3716.79*1.415=5259.26 KN

Tableau IV.12.Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i	W_ih_i	α_y	F_{iy}(kN)
+27.88	2757.77	76886.63	0.160	336.15
+24.82	3464.73	85994.60	0.179	375.97
+21.76	3445.38	74971.47	0.156	327.78
+18.70	3546.16	66313.19	0.138	289.92
+15.64	3587.01	56100.84	0.117	245.27
+12.58	3688.01	46395.17	0.097	202.84
+9.52	3732.34	35531.88	0.074	155.35
+6.46	3808.63	24603.75	0.051	107.57
+3.40	4018.47	13662.80	0.028	59.73
SOMME		480460.31	1	2100.57

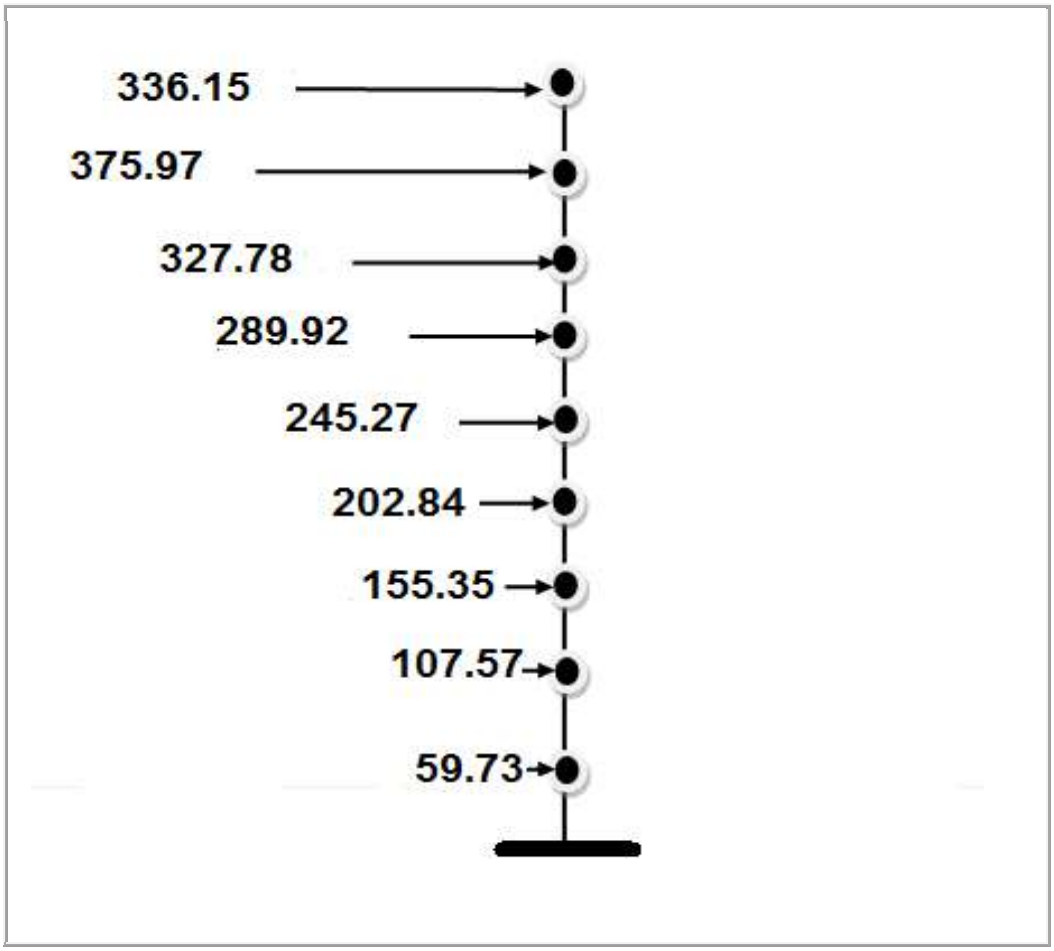


Figure IV.7.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.4.2.Moment de renversement

Tableau IV.13.calcul du moment de renversement

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{0xi} (KN.m)	M_{0yi} (KN.m)
+27.88	364.89	336.15	10173.13	9371.86
+24.82	408.12	375.97	10129.54	9331.58
+21.76	355.80	327.78	7742.21	7132.49
+18.70	314.71	289.92	5885.08	5421.50
+15.64	266.25	245.27	4164.15	3836.02
+12.58	220.18	202.84	2769.86	2551.73
+9.52	168.63	155.35	1605.36	1478.93
+6.46	116.77	107.57	754.33	694.90
+3.40	64.84	59.73	220.46	203.08
somme		$\sum M_0$	43444.12	40022.10

IV.4.4.3.Moment stabilisant :

Tableau IV.14.calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+27.88	2757.77	11.81	5.57	32569.26	15360.78
+24.82	3464.73	11.81	5.59	40918.46	19367.84
+21.76	3445.38	11.81	5.67	40689.94	19535.30
+18.70	3546.16	11.81	5.54	41880.15	19645.73
+15.64	3587.01	11.81	5.54	42362.59	19872.04
+12.58	3688.01	11.61	5.53	42817.80	20394.70
+9.52	3732.34	11.48	5.54	42847.26	20677.16
+6.46	3808.63	11.5	5.53	43799.25	21061.72
+3.40	4018.47	11.08	5.41	44524.65	21739.92
Somme		∑Mt		372409.35	177655.19

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

Tableau IV.15.Vérification de stabilisation

M_{0x}(kN.m)	M_{0y} (kN.m)	M_{tx}(kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$
43444.12	40022.10	372409.35	177655.19	8.57	4.43	**C.V**

- ✓ La vérification contre le renversement suivant les deux directions, est stable vis-à-vis le renversement.

IV.4.5.Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$ **[1]►► [Art4.4.3] ◄◄**

- δ_{ek} : Déplacement du 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 **[1]: ►► [Art5.10] ◄◄**:le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 * \text{he}$$

Avec : he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.16.Vérification des déplacements inter-étage 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)	$\Delta_k \leq 0.01\ h_e$
+27.88	0.69	3.45			
			0.70	3.06	**cv**
+24.82	0.55	2.75			
			0.73	3.06	**cv**
+21.76	0.41	2.02			
			0.62	3.06	**cv**
+18.70	0.28	1.40			
			0.60	3.06	**cv**
+15.64	0.16	0.80			
			0.20	3.06	**cv**
+12.58	0.12	0.60			
			0.15	3.06	**cv**
+9.52	0.09	0.45			
			0.15	3.06	**cv**
+6.46	0.06	0.30			
			0.10	3.06	**cv**
+3.40	0.04	0.20	0.10	3.40	**cv**
0.00	0.02	0.10	0.10		

Tableau IV.17.Vérification des déplacements inter-étage 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)	$\Delta_k \leq 0.01\ h_e$
+27.88	0.88	4.40			
			0.95	3.06	**cv**
+24.82	0.69	3.45			
			0.90	3.06	**cv**
+21.76	0.51	2.55			
			0.90	3.06	**cv**
+18.70	0.33	1.65			
			0.75	3.06	**cv**
+15.64	0.18	0.90			
			0.55	3.06	**cv**
+12.58	0.15	0.75			
			0.20	3.06	**cv**
+9.52	0.11	0.55			
			0.10	3.06	**cv**
+6.46	0.09	0.45			
			0.10	3.06	**cv**
+3.40	0.07	0.35	0.10	3.40	**cv**
0.00	0.04	0.20	0.15		

IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄

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 :

$$\theta = P_k * \Delta_k \ / \ V_k * h_k \leq 0.10$$

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

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.18.Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k (KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx}(cm)	θ	θ≤ 0.10
306	2757.77	364.89	0.70	0.017	C.V
306	3464.73	408.12	0.73	0.020	C.V
306	3445.38	355.80	0.62	0.020	C.V
306	3546.16	314.71	0.60	0.022	C.V
306	3587.01	266.25	0.50	0.022	C.V
306	3688.01	220.18	0.30	0.016	C.V
306	3732.34	168.63	0.10	0.007	C.V
306	3808.63	116.77	0.10	0.011	C.V
340	4018.47	64.84	0.10	0.018	C.V

Tableau IV.19.Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky}(cm)	θ	θ≤ 0.10
306	2521.00	336.15	0.95	0.023	C.V
306	3053.89	375.97	0.90	0.024	C.V
306	3107.21	327.78	0.75	0.023	C.V
306	3107.21	289.92	0.55	0.019	C.V
306	3216.27	245.27	0.35	0.015	C.V
306	3314.45	202.84	0.10	0.0005	C.V
306	3359.78	155.35	0.10	0.0007	C.V
306	3437.69	107.57	0.15	0.016	C.V
340	3640.31	59.73	0.10	0.018	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.4.7.Vérification des sollicitations normales :[1]►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Vérification de l effort normal réduit :

Section des poteaux a la base 45x45

L'effort normal max a la base = 1427.013kN

$$\tau = \frac{1427.0.13 \ * \mathbf{10\text{^}3}}{450^2 * 25} = 0.32 < 0.3 \quad C.N.V$$

D'après vérification de l'effort normal on remarque que la condition n'est pas vérifiée donc on augmente les sections des poteaux;

Section des poteaux à la base 60x60

L'effort normal max à la base =1726.73kN

$$\tau = \frac{1726.73 \ * \mathbf{10\text{^}3}}{600^2 * 25} = 0.19 \leq 0.3 \quad CV$$

Conclusion :

Les dimensions finales sont :

- Poteaux RDC.1er étage : $60 * 60$ cm^2
- Poteaux 2er,3eme étages : $55 * 55$ cm^2
- Poteaux 4eme, 5em étage : $50 * 50$ cm^2
- Poteaux 6eme, 7eme, 8eme étages : $45 * 45$ cm^2

V.1. Introduction :

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.
Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S G + Q

- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

VI.2. Ferraillage des poutres :

VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V -1 : Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- 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 40ϕ en Zone IIb.

V.2.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau V -2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{fil}	A_{tot} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	38.32	1.35G+1.5 Q	0.00	3.55	**1.05**	**4.52**	**3HA14**	**3HA12**	**8.01**	**5.25**
		Appui	-76.41	1.35G+1.5 Q	0.00	7.46	**1.05**	**8.01**	**3HA14**	**3HA12**	**8.01**	**5.25**
	Etages	Travée	38.01	1.35G+1.5 Q	0.00	3.52	**1.05**	**4.52**	**3HA14**	**3HA12**	**8.01**	**5.25**
		Appui	-84.49	1.35G+1.5 Q	0.00	8.35	**1.05**	**9.24**	**3HA14**	**3HA12**	**8.01**	**5.25**
Rive	Terrasse	Travée	26.87	0.8G+Ey	0.00	2.45	**1.05**	**3.39**	**3HA14**	**3HA12**	**8.01**	**5.25**
		Appui	-49.73	G+Q+Ey	0.00	4.67	**1.05**	**5.65**	**3HA14**	**3HA12**	**8.01**	**5.25**
	Etages	Travée	35.05	0.8G+Ey	0.00	3.23	**1.05**	**3.39**	**3HA14**	**3HA12**	**8.01**	**5.25**
		Appui	-63.59	G+Q+Ey	0.00	6.09	**1.05**	**6.79**	**3HA14**	**3HA12**	**8.01**	**5.25**

Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{fil}	A_{tot} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	18.38	0.8G+Ex	0.00	1.98	**0.9**	**3.39**	**3HA12**	**3HA12**	**6.78**	**4.5**
		Appui	-25.23	G+Q+Ex	0.00	2.75	**0.9**	**3.39**	**3HA12**	**3HA12**	**6.78**	**4.5**
	Etages	Travée	27.20	0.8G+Ex	0.00	2.98	**0.9**	**3.39**	**3HA12**	**3HA12**	**6.78**	**4.5**
		Appui	-30.72	G+Q+Ex	0.00	3.38	**0.9**	**3.39**	**3HA12**	**3HA12**	**6.78**	**4.5**
Rive	Terrasse	Travée	7.92	0.8G+Ey	0.00	0.95	**0.9**	**3.39**	**3HA12**	**3HA12**	**6.78**	**4.5**
		Appui	-23.92	G+Q+Ex	0.00	2.60	**0.9**	**3.39**	**3HA12**	**3HA12**	**6.78**	**4.5**
	Etages	Travée	34.21	G+Q+Ex	0.00	3.79	**0.9**	**4.52**	**3HA12**	**3HA12**	**6.78**	**4.5**
		Appui	-37.43	G+Q+Ex	0.00	4.17	**0.9**	**4.52**	**3HA12**	**3HA12**	**6.78**	**4.5**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre Est de 0.5% en toute section.

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

❖ Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 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 $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

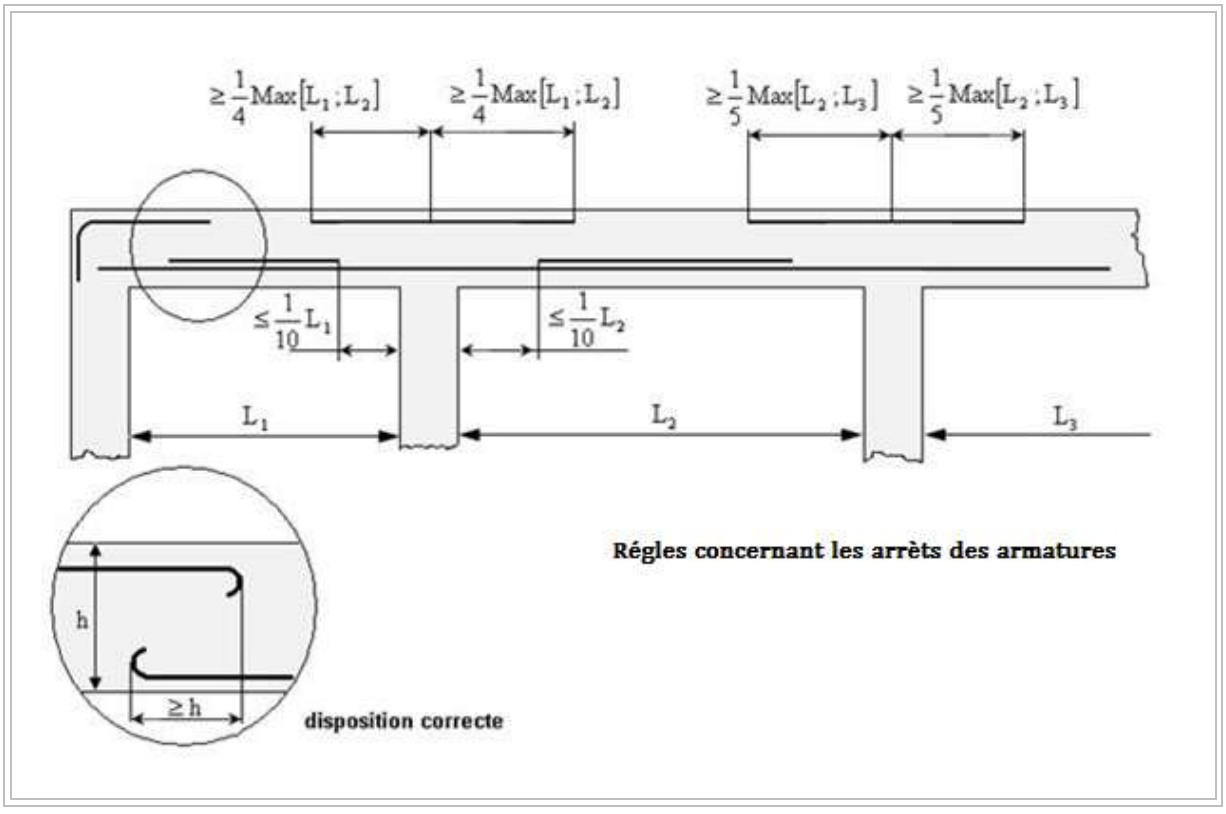
Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n y'a pas de vérification.

Tableau V -4 : 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)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	28.00	**4.52**	/	/	/	/	/
		Appui	-55.80	**8.01**	/		/		
	Etages	Travée	27.60	**4.52**	/	/	/	/	/
		Appui	-61.35	**9.24**	/		/		
Rive	Terrasse	Travée	2.25	**3.39**	0.35	15	4.07	201.63	c.v
		Appui	-27.03	**5.65**	5.67		165.95		
	Etages	Travée	3.66	**3.39**	0.56	15	6.62	201.63	c.v
		Appui	-35.34	**6.79**	6.97		182.29		

Tableau V -4 : 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)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	2.20	**3.39**	/	/	/	/	/
		Appui	-4.40	**3.39**	/		/		
	Etages	Travée	1.22	**3.39**	/	/	/	/	/
		Appui	-2.33	**3.39**	/		/		
Rive	Terrasse	Travée	2.24	**3.39**	0.47	15	5.27	201.63	c.v
		Appui	-9.91	**3.39**	3.29		117.89		
	Etages	Travée	8.89	**4.52**	1.81	15	19.85	201.63	c.v
		Appui	-11.57	**4.52**	3.46		104.64		



FigureV -1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau V -6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

	Niveau	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9.14	1.05	c.v
		Appui	11.4	1.05	c.v
	Etages	Travée	9.14	1.05	c.v
		Appui	12.62	1.05	c.v
Rive	Terrasse	Travée	6.78	1.05	c.v
		Appui	9.04	1.05	c.v
	Etages	Travée	6.78	1.05	c.v
		Appui	10.18	1.05	c.v

Tableau V -7 : vérification des poutres principales selon les conditionsRPA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$(cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	9.14	4.5	42.00	c.v
		appui	11.4		63.00	c.v
	Etages	Travée	9.14	4.5	42.00	c.v
		appui	12.62		63.00	c.v
Rive	Terrasse	Travée	6.78	4.5	42.00	c.v
		appui	9.04		63.00	c.v
	Etages	Travée	6.78	4.5	42.00	c.v
		appui	10.18		42.00	c.v

Tableau V -8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

	Niveau	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.78	0.9	c.v
		Appui	6.78	0.9	c.v
	Etages	Travée	6.78	0.9	c.v
		Appui	6.78	0.9	c.v
Rive	Terrasse	Travée	6.78	0.9	c.v
		Appui	6.78	0.9	c.v
	Etages	Travée	7.91	0.9	c.v
		Appui	7.91	0.9	c.v

Tableau V -9 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$(cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.78	4.5	36.00	c.v
		appui	6.78		54.00	c.v
	Etages	Travée	6.78	4.5	36.00	c.v
		appui	6.78		54.00	c.v
Rive	Terrasse	Travée	6.78	4.5	36.00	c.v
		appui	6.78		54.00	c.v
	Etages	Travée	7.91	4.5	36.00	c.v
		appui	7.91		54.00	c.v

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

- T_u: effort tranchant

Tableau V -10 : 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	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V -11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	(Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau}_u$
intermédiaire	Terrasse	-93.97	1.35G+1.5Q	1.25	3.3	c.v
	Etage	-98.38	1.35G+1.5Q	1.31	3.3	c.v
Rive	Terrasse	46.68	1.35G+1.5Q	0.62	2.5	c.v
	Etage	64.03	1.35G+1.5Q	0.85	2.5	c.v

Tableau V -12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	(Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	-80.12	1.35G+1.5Q	1.07	4.34	c.v
	Etage	-82.02	1.35G+1.5Q	1.09	4.34	c.v
Rive	Terrasse	-11.14	$G+Q-E_X$	0.15	3.26	c.v
	Etage	-42.30	$G+Q-E_X$	0.56	3.26	c.v

V.2.6. 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 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \text{Zone courante} \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,; \quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V -13 : 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 (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30×35	1.31	29.25	2.01	8.75	17.5	0.79	10	15	**2.01=4Φ8**
30×30	1.09	24.75	2.01	7.5	15	0.56	10	15	**2.01=4Φ8**

V.2.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

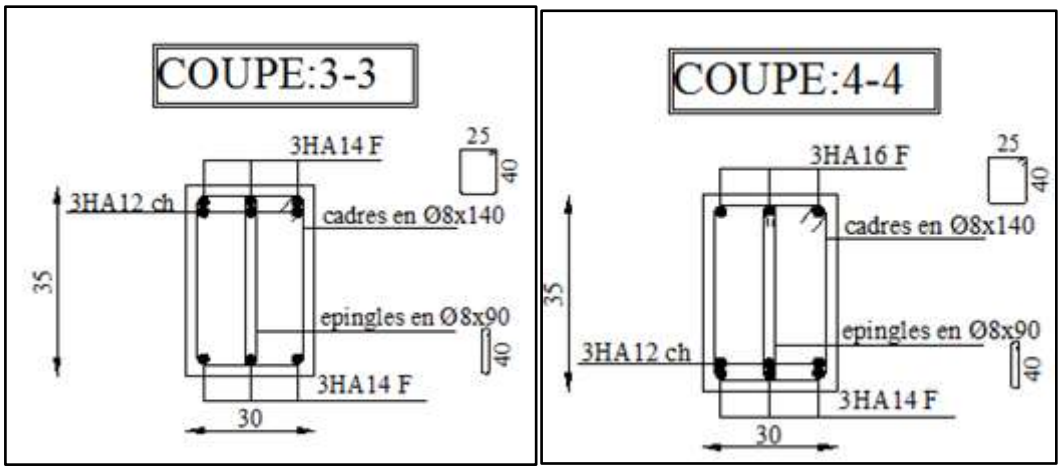
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

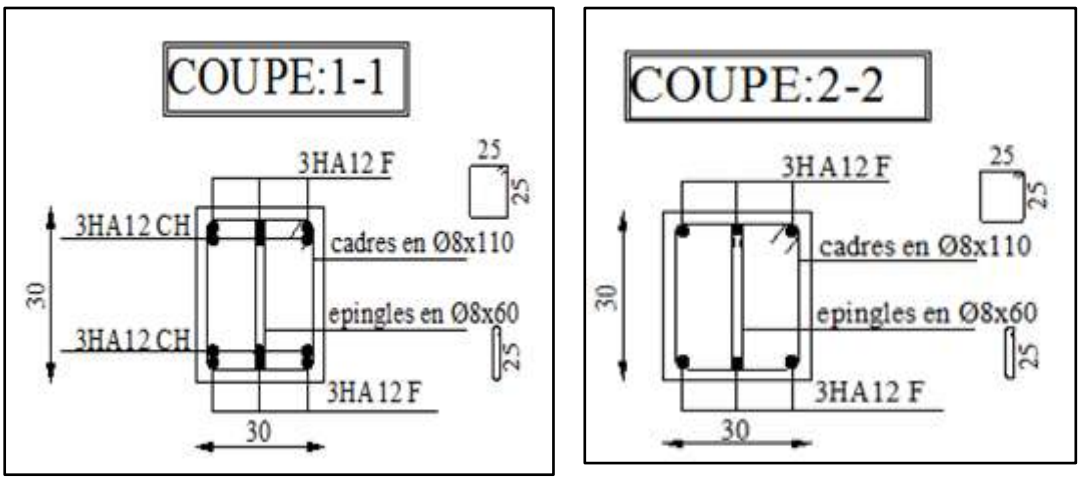
- K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80

Tableau V -14 : 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	0.073	0.063	c.v	0.073	0.080	c..v	0.0069	0.0105	c.v
PS	0.083	0.063	c.v	0.083	0.080	c.v	0.0049	0.0105	c.v



FigureV -2 : Ferraillage des poutres principales



FigureV -3 : Ferraillages des poutres secondaires

V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA :**

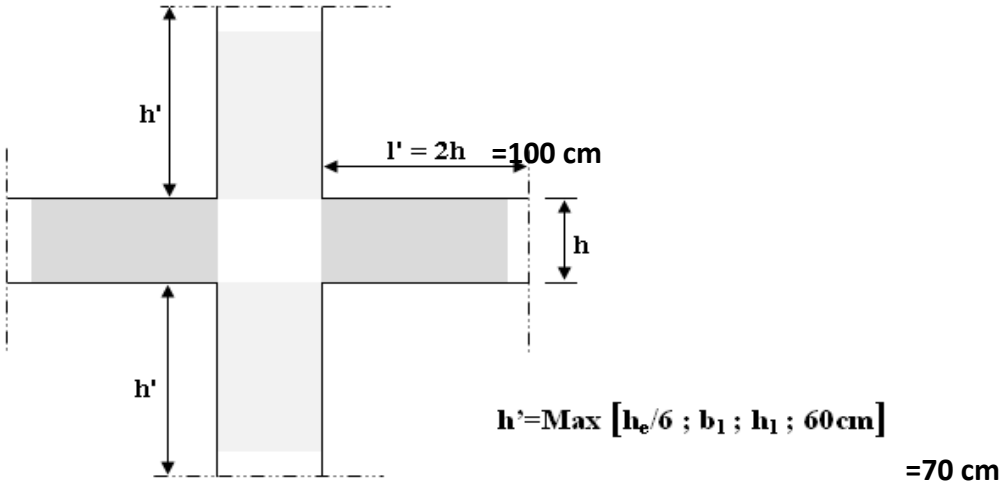
$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ un\ métre\ \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.



FigureV -4 : Définition de 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:

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$: En zone courante

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: 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.
- 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.

V.3.1.b. 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}.

V.2.2.1.c. 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 :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : 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.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V -15 : corrections des moments dans les poteaux

Niveaux	Cas	N (kN)	M_Y (KN.m)	M_Y (KN.m)	situation	A_X	A_Y	A choisie (cm^2)	A_{final}(cm^2)	A_{min} (RPA)
RDC (60x60)	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	2245.58	1.67	-3.22	1,35.G+1,5.Q	3.00	1.80	16HA16	30.5	31.41
	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	-551.17	126.21	13.73	0.8G+EdY	6.25	6.25			
	$N_{mim}\rightarrow M_{cor}$	-1218.27	59.60	13.38	0,8.G+EdX	8.97	8.97			
1er (60x60)	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	1939.62	7.96	-6.97	1,35.G+1,5.Q	3.00	1.80			
	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	-305.45	75.61	1.82	0.8G+EdY	3.57	3.57			
	$N_{mim}\rightarrow M_{cor}$	-825.75	36.39	9.23	0,8.G+EdX	5.99	5.99			
2 (55x55)	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	1648.28	7.26	-4.91	1,35.G+1,5.Q	2.75	1.65	16HA16	29.89	31.41
	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	683.38	39.79	12.27	0.8G+EdX	2.75	1.65			
	$N_{mim}\rightarrow M_{cor}$	-502.59	36.03	5.79	0,8.G+EdX	4.04	4.04			
3 (55x55)	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	1392.47	11.25	-5.58	1,35.G+1,5.Q	2.75	1.65			
	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	625.23	11.94	76.32	0.8G+EdX	2.75	1.65			
	$N_{mim}\rightarrow M_{cor}$	274.37	38.95	4.70	0,8.G+EdX	2.75	1.65			
4 (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	1130.90	-4.97	-4.12	1,35.G+1,5.Q	2.50	1.50	12HA14	19.18	20.25
	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	746.21	9.31	71.40	G+Q+EdX	2.50	1.50			
	$N_{mim}\rightarrow M_{cor}$	-116.87	20.45	10.94	0,8.G+EdY	2.00	2.00			
5 (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	891.64	-5.56	-4.79	1,35.G+1,5.Q	2.50	1.50			
	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	592.32	9.92	79.68	G+Q+EdX	2.50	1.50			
	$N_{mim}\rightarrow M_{cor}$	-31.09	25.80	6.67	0,8.G+EdY	2.78	1.22			
6 (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	650.9	-4.33	-3.25	1,35.G+1,5.Q	2.25	1.35	12HA14	18.86	20.25
	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	439.91	7.69	50.97	G+Q+EdX	2.25	1.35			
	$N_{mim}\rightarrow M_{cor}$	-21.33	24.97	6.17	0,8.G+EdY	2.63	0.97			
7 (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	406.38	-3.84	-3.90	1,35.G+1,5.Q	2.25	1.35			
	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	288.87	7.98	62.41	G+Q+EdX	1.30	2.30			
	$N_{mim}\rightarrow M_{cor}$	-50.19	26.37	4.13	0,8.G+EdY	2.30	1.30			
8 (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{cor}$	202.85	1.76	7.09	1,35.G+1,5.Q	2.25	1.35			
	$M_{max}\rightarrow N_{cor}$	112.37	2.18	63.73	G+Q+EdX	0.22	3.38			
	$N_{mim}\rightarrow M_{cor}$	-44.05	-6.62	-2.92	0,8.G+EdY	1.80	1.80			

V.3.1.e. 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 Mser, Nser 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 $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V -16: vérification des armatures à ELS des poteaux

Niveaux	N	M_X	M_Y	A_X	A_Y	situation	σ_b (MPa)	σs (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_b$	$\sigma s \leq [\sigma s]$	vérif.
RDC (60x60)	1635.93	-2.32	1.16	24.63	12.06	G+Q	3.55	-	53.13	15	202	C.V
	639.30	-0.41	-8.54			G+Q	1.55	-	22.82			C.V
	628.47	-0.90	1.85			G+Q	1.39	-	20.72			C.V
1 (60x60)	1415.67	-4.97	5.62			G+Q	3.14	-	46.75	15		C.V
	569.17	-1.13	-10.13			G+Q	1.42	-	20.76			C.V
	564.64	1.03	8.94			G+Q	1.43	-	20.82			C.V
2 (55x55)	1203.08	-3.49	5.18	20.11	12.06	G+Q	3.15	-	46.86	15		C.V
	1059.58	16.40	2.48			G+Q	23.00	-	46.49			C.V
	456.60	0.52	9.37			G+Q	1.43	-	20.62			C.V
3 (55x55)	1016.66	-3.96	8.11			G+Q	3.45	-	50.91	15		C.V
	9.21.50	-4.10	8.12			G+Q	2.54	-	37.56			C.V
	395.26	0.90	13.92			G+Q	1.39	-	19.77			C.V
4 (50x50)	825.70	-2.90	-3.51	15.39	9.24	G+Q	2.69	-	39.94	15		C.V
	759.30	-3.49	10.89			G+Q	2.76	-	40.26			C.V
	297.91	0.63	13.03			G+Q	1.42	-	19.79			C.V
5 (50x50)	651.15	-3.38	-4.00			G+Q	2.20	-	32.49	15		C.V
	602.13	-4.44	13.29			G+Q	2.41	-	34.60			C.V
	240.1	0.75	17.29			G+Q	1.39	-	18.86			C.V
6 (45x45)	475.51	-2.28	-3.06	12.94	6.79	G+Q	2.01	-	29.55	15		C.V
	446.31	-3.18	11.12			G+Q	2.33	-	33.04			C.V
	159.18	-0.19	11.46			G+Q	1.19	-	15.96			C.V
7 (45x45)	297.06	-2.73	-2.70			G+Q	1.35	3.70	19.70	15		C.V
	292.01	-3.19	12.93			G+Q	1.85	-	25.48			C.V
	101.94	-0.24	13.56			G+Q	1.11	-	14.07			C.V
8 (45x45)	148.64	5.11	1.23			G+Q	0.88	53.50	12.22	15		C.V
	115.63	-10.02	25.43			G+Q	2.65	28.67	32.36			C.V
	7.28	-20.63	-14.27			G+Q	2.62	-	31.08			C.V

Préj : fissuration préjudiciable

Peu : fissuration peu nuisible

V.3.2.Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. 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).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.2.b. 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** : **[2 : 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 :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ‘’a’’ l’élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.2.c. 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 :

Tableau V -17 : 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)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
45x45	$G+Q+Ed_X$	45.13	0.40	14.87	0.075	1.875	3.26	c.v
45x45	$G+Q+Ed_X$	33.003	0.29	14.87	0.075	1.875	3.26	c.v
45x45	$G+Q+Ed_X$	33.53	0.30	14.87	0.075	1.875	3.26	c.v
50 x50	$G+Q+Ed_X$	42.79	0.34	13.38	0.075	1.875	3.26	c.v
50 x50	$G+Q+Ed_X$	37.06	0.30	13.38	0.075	1.875	3.26	c.v
55x55	$G+Q+Ed_X$	40.59	0.30	12.17	0.075	1.875	3.26	c.v
55x55	$G+Q+Ed_X$	39.27	0.29	12.17	0.075	1.875	3.26	c.v
60x60	$G+Q+E_Y$	45.41	0.30	11.15	0.075	1.875	3.26	c.v
60x60	$G+Q+Ed_Y$	53.61	0.36	12.53	0.075	1.875	3.26	c.v

V.3.2.d. 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 :

$$\Phi_\ell \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_\ell\right]$$

➢ 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 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

➢ $A_t = n_t.a_t$

➢ 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 $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- 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 :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres 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.

Application des recommandations.

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

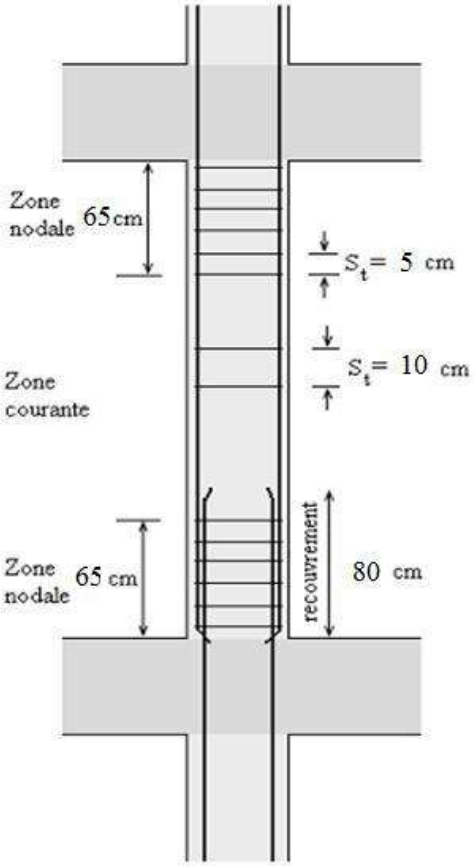
Tableau V -18 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	St cal (cm)	Zone	St finale	Choix
45x45	45.13	314.00	14.87	2.5	11.14	courante	10	4Ø10
						nodale	15	4Ø10
45x45	33.003	314.00	14.87	2.5	14.05	courante	10	4Ø10
						nodale	15	4Ø10
45x45	33.53	314.00	14.87	2.5	20.78	courante	10	4Ø10
						nodale	15	4Ø10
50x50	42.79	314.00	13.38	2.5	14.55	courante	10	4Ø10
						nodale	15	4Ø10
50x50	37.06	314.00	13.38	2.5	13.43	courante	10	4Ø10
55x55	40.59	314.00	12.17	2.5	11.37	nodale	15	4Ø10
55x55	39.27	314.00	12.17	2.5	15.85	courante	10	4Ø10
60x60	45.41	314.00	11.15	2.5	16.00	nodale	15	4Ø10
60x60	53.61	314.00	12.53	2.5	14.14	courante	10	4Ø10

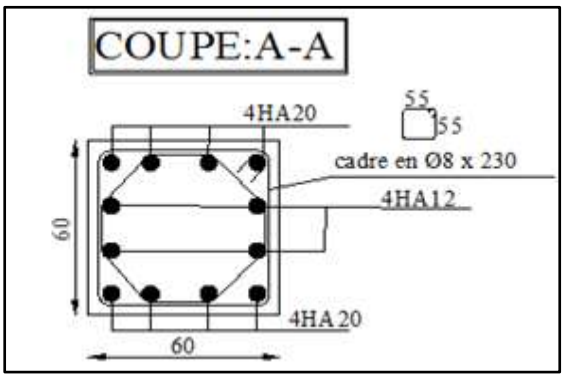
V.3.2.e. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

Tableau V -19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

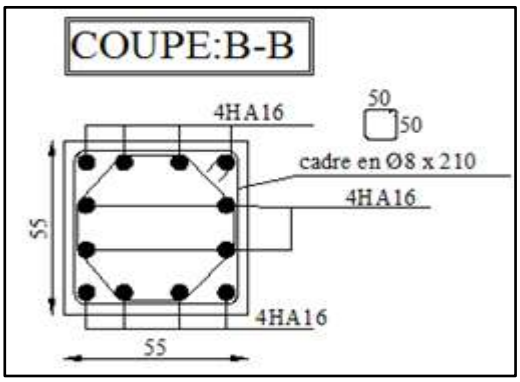
Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
60x60	courante	0.571	OUI
	nodale	1.141	OUI
55x55	courante	0.628	OUI
	nodale	1.125	OUI
50x50	courante	0.465	OUI
	nodale	0.697	OUI
45x45	courante	0.785	OUI
	nodale	1.57	OUI



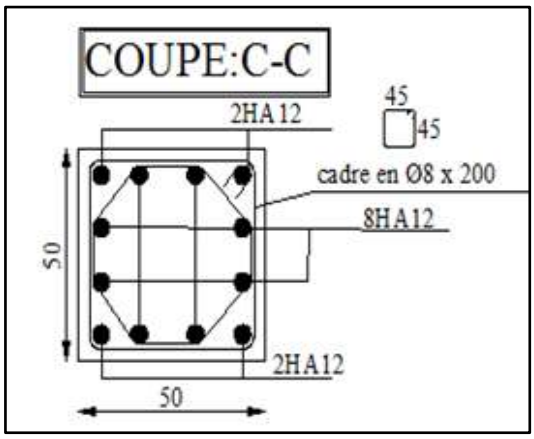
FigureV -5 : Disposition des armatures dans les poteaux



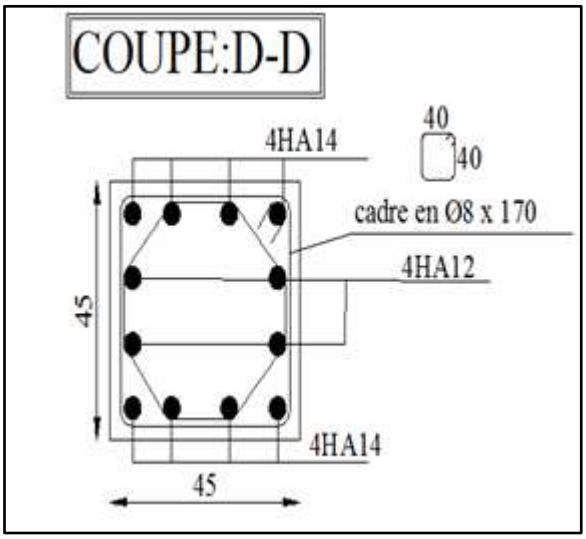
FigureV -6 : Ferraillage des poteaux (60×60)



FigureV -7 : Ferraillage des poteaux (55×55)



FigureV -8 : Ferraillage des poteaux (50×50)



FigureV -9 : Ferraillage des poteaux (45×45)

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. Les voiles pleins:

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

V.4.2.Voiles avec files d'ouvertures:

V.4.2.a. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.b. Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.3. Méthode de calcul: [6]

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ". Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M , N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

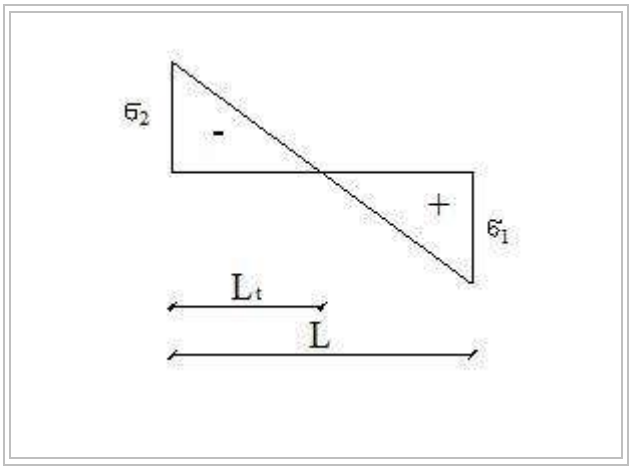
Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}.L \text{ (la longueur tendue)}$$

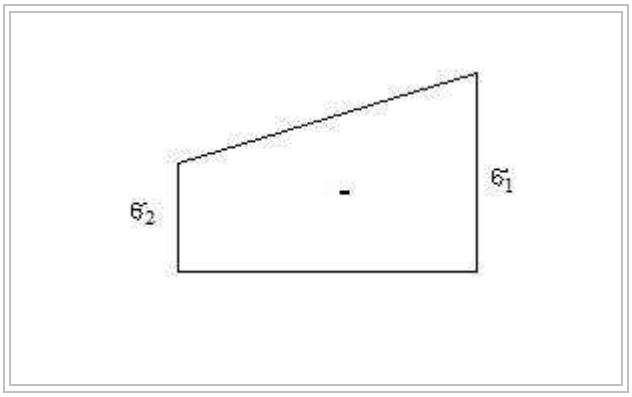


FigureV -10: Diagramme des contraintes (SPC)

a. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

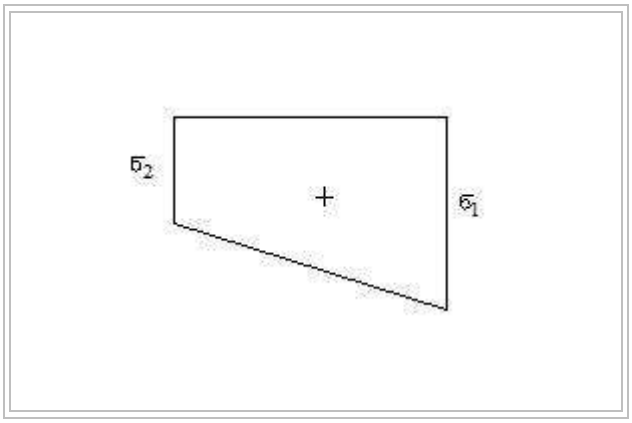
$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$



FigureV -11 : Diagramme des contraintes (SET)

a. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$



FigureV -12 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.4.3.1. Recommandations réglementaires:

V.4.3.1.a. 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

- Condition de non fragilité

- **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ 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.

V.4.3.1.b. Armatures horizontales:

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

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

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

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]: \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]: \quad \text{Fissuration Préjudiciable.}$$

- ✓ 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 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

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

V.4.3.1.c. Armatures transversales:

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

V.4.3.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux:

(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

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

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

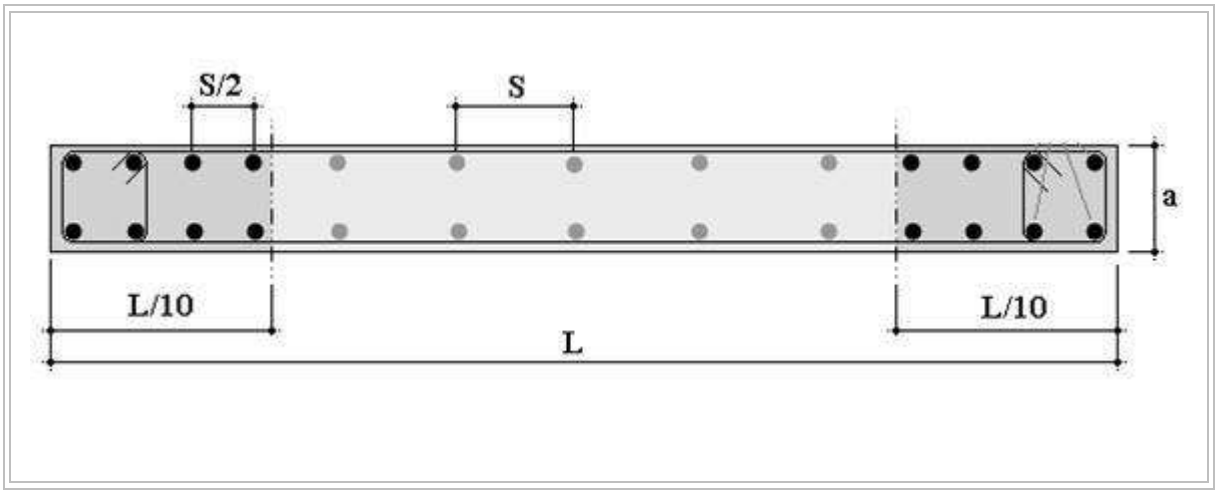
Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.8a\,;30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

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



FigureV -13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.3.3. Armatures verticales :

V.4.3.3.a. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau V-20 : Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.21. Les armatures verticales des voiles pleines

niveau	S	N	M	T	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix	$A_{adopté(cm^2)}$
RDC	17x380	1098.48	33245.05	819.85	39.60	9.69	2.42	20	**2*(25HA12)**	**2*28.27**
1	17x380	981.01	2473.48	770.21	39.60	9.69	2.42	20	**2*(25HA12)**	**2*28.27**
2	17x380	938.02	2046.63	681.60	39.60	9.86	2.47	20	**2*(25HA12)**	**2*28.27**
3	17x380	801.63	1462.34	543.78	39.60	9.86	2.47	20	**2*(25HA12)**	**2*28.27**
4	17x380	721.28	1148.13	490.14	39.60	10.03	2.51	20	**2*(25HA12)**	**2*28.27**
5	17x380	569.06	716.40	347.41	39.60	10.03	2.51	20	**2*(25HA12)**	**2*28.27**
6	17x380	453.58	546.87	283.13	39.60	10.20	2.55	20	**2*(25HA12)**	**2*28.27**
7	17x380	292.66	373.91	168.56	39.60	10.20	2.55	20	**2*(25HA12)**	**2*28.27**
8	17x380	130.22	341.40	119.74	39.60	10.20	2.55	20	**2*(25HA12)**	**2*28.27**

Vérification à E.L.S

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 $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.22. Vérification des armatures a ELS des voiles

niveau	S	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	vérification
RDC	17x380	1234.32	-88.66	G+Q	39.60	1.66	24.82	**cv**
1	17x380	1094.52	-63.42	G+Q	39.60	1.45	21.71	**cv**
2	17x380	1043.61	-51.24	G+Q	39.60	1.37	20.52	**cv**
3	17x380	893.01	-33.89	G+Q	39.60	1.16	17.37	**cv**
4	17x380	806.41	-24.52	G+Q	39.60	1.04	15.57	**cv**
5	17x380	539.65	-12.48	G+Q	39.60	0.69	10.34	**cv**
6	17x380	512.76	6.91	G+Q	39.60	0.65	9.73	**cv**
7	17x380	331.33	10.47	G+Q	39.60	0.43	6.40	**cv**
8	17x380	146.21	22.21	G+Q	39.60	0.21	3.17	**cv**

V.4.3.4. Les armatures horizontales :

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

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1,4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0{,}2\, f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante :

$\tau_u \leq \bar{\tau}$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [**CBA :A.5.1.2.3]**

$$St \leq \frac{0.9.\,At.\frac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.\,ft28.\,K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.fc28}$ (Compression) ; et $K = 1 - 10.\frac{Nu}{B.fc28}$ (traction)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V -23 : calcul des armatures horizontaux

niveau	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix
RDC	17	339	15.29	2.51	5	c.v	10	20	11.53	**15HA10**
1	17	288	11.76	2.65	5	c.v	10	20	9.79	**15HA10**
2	17	288	9.12	2.35	5	c.v	10	20	9.79	**15HA10**
3	17	288	5.58	1.87	5	c.v	10	20	9.79	**15HA10**
4	17	288	4.34	1.69	5	c.v	10	20	9.79	**15HA10**
5	17	288	3.34	1.20	5	c.v	10	20	9.79	**15HA10**
6	17	288	-5.55	0.98	5	c.v	10	20	9.79	**15HA10**
7	17	288	-5.89	0.58	5	c.v	10	20	9.79	**15HA10**
8	17	288	-15.33	0.41	5	c.v	10	20	9.79	**15HA10**

Armatures transversales

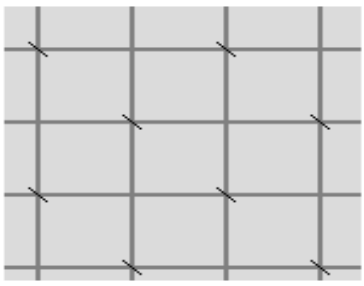
Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\varnothing_t$ est tel que $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_v}{3}$, $\varnothing_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

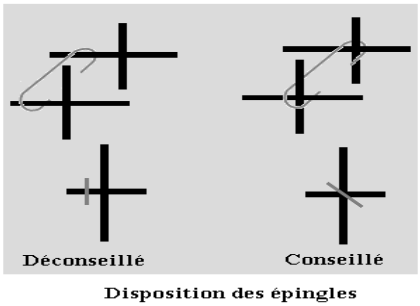
Tableau V -24 : diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.





Disposition des épingles

Figure V.14. Les armatures transversales et les épingles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=65 cm

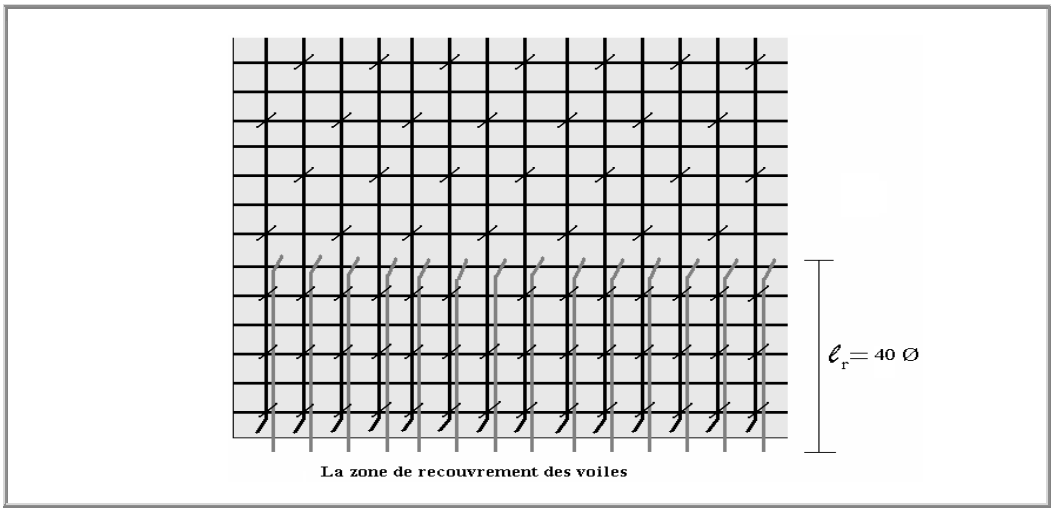


Figure V.15. La zone de recouvrement des voiles

V.4.3.5. les voiles avec ouverture

a.les trumeaux : (type1,type 2)

- **Las armatures verticaux :**

Tableau V.25. Les armatures verticales des trumeaux

niveau	S	N	M	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix	$A_{adopté}$(cm²)
RDC	17x170	607.97	880.20	20.36	3.91	0.98	15	**2*(10HA12)**	**11.31**
1	17x170	534.68	608.72	12.08	3.91	0.98	15	**2*(6HA12)**	**6.78**
2	17x170	516.46	468.54	12.08	3.91	0.98	15	**2*(6HA12)**	**6.78**
3	17x170	447.24	302.05	12.08	3.91	0.98	15	**2*(6HA12)**	**6.78**
4	17x170	407.29	236.24	12.08	3.91	0.98	15	**2*(6HA12)**	**6.78**
5	17x170	326.00	129.36	12.08	3.91	0.98	15	**2*(6HA12)**	**6.78**
6	17x170	263.77	94.06	12.08	3.91	0.98	15	**2*(6HA12)**	**6.78**
7	17x170	172.55	61.29	12.08	3.91	0.98	15	**2*(6HA12)**	**6.78**
8	17x170	65.79	51.78	12.08	3.91	0.98	15	**2*(6HA12)**	**6.78**

- **Vérification à E.L.S :**

Tableau V.26. Vérification des armatures a ELS des trumeaux

niveau	S	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	vérification
RDC	17x170	701.29	16.53	G+Q	**22.62**	3.19	47.74	**cv**
1	17x170	615.48	-7.07	G+Q	**13.57**	2.86	42.88	**cv**
2	17x170	592.26	-19.34	G+Q	**13.57**	2.97	44.32	**cv**
3	17x170	512.44	-30.09	G+Q	**13.57**	2.79	41.62	**cv**
4	17x170	467.37	-33.56	G+Q	**13.57**	2.65	39.45	**cv**
5	17x170	375.20	-40.30	G+Q	**13.57**	2.35	34.94	**cv**
6	17x170	304.52	-44.97	G+Q	**13.57**	2.12	31.35	**cv**
7	17x170	198.44	-48.57	G+Q	**13.57**	1.71	25.14	**cv**
8	17x170	79.03	-54.32	G+Q	**13.57**	1.27	18.57	**cv**

- **Armatures transversales :**

Tableau V-27 : calcul des armatures horizontaux

niveau	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vér	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	$A_{adopté}$
RDC	17	340	310.30	1.04	5	c.v	10	20	11.70	**15Ø10**	**11.78**
1	17	306	253.50	0.60	5	c.v	10	20	9.96	**15Ø10**	
2	17	306	205.50	0.49	5	c.v	10	20	9.96	**15Ø10**	
3	17	306	141.87	0.38	5	c.v	10	20	9.96	**15Ø10**	
4	17	306	134.31	0.33	5	c.v	10	20	9.96	**15Ø10**	
5	17	306	82.72	0.21	5	c.v	10	20	9.96	**15Ø10**	
6	17	306	67.92	0.05	5	c.v	10	20	9.96	**15Ø10**	
7	17	306	24.11	0.03	5	c.v	10	20	9.96	**15Ø10**	
8	17	306	7.11	0.01	5	c.v	10	20	9.96	**15Ø10**	

b.les linteaux

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

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires**

  - **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99**

✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

V_u: effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage: on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion: A_l
- Des aciers transversaux: A_t
- Des aciers en partie courante: A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- **Aciers longitudinaux**

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

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \text{ avec } Z = h - 2d' \text{ [3]}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas:

$$\lambda = \frac{L}{H} \begin{cases} \lambda > 1 \text{ (linteau longe)} \\ \lambda < 1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

a. linteau long ($\lambda > 1$)

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ [3]

S_t: espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

b. linteau court ($\lambda < 1$)

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ [3]

$$T = \min\left(V_1, V_2\right) ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; V_2 = 2Vu$$

M_{ci} , M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \text{ avec } Z = h - 2d'$$

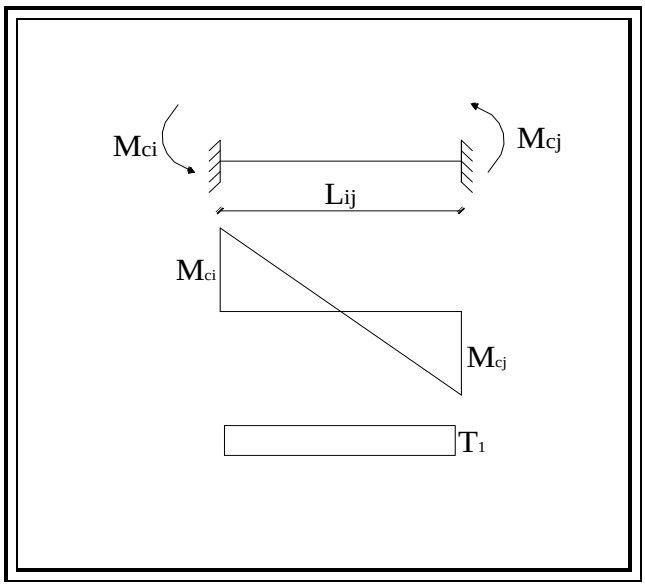


Figure V-16 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

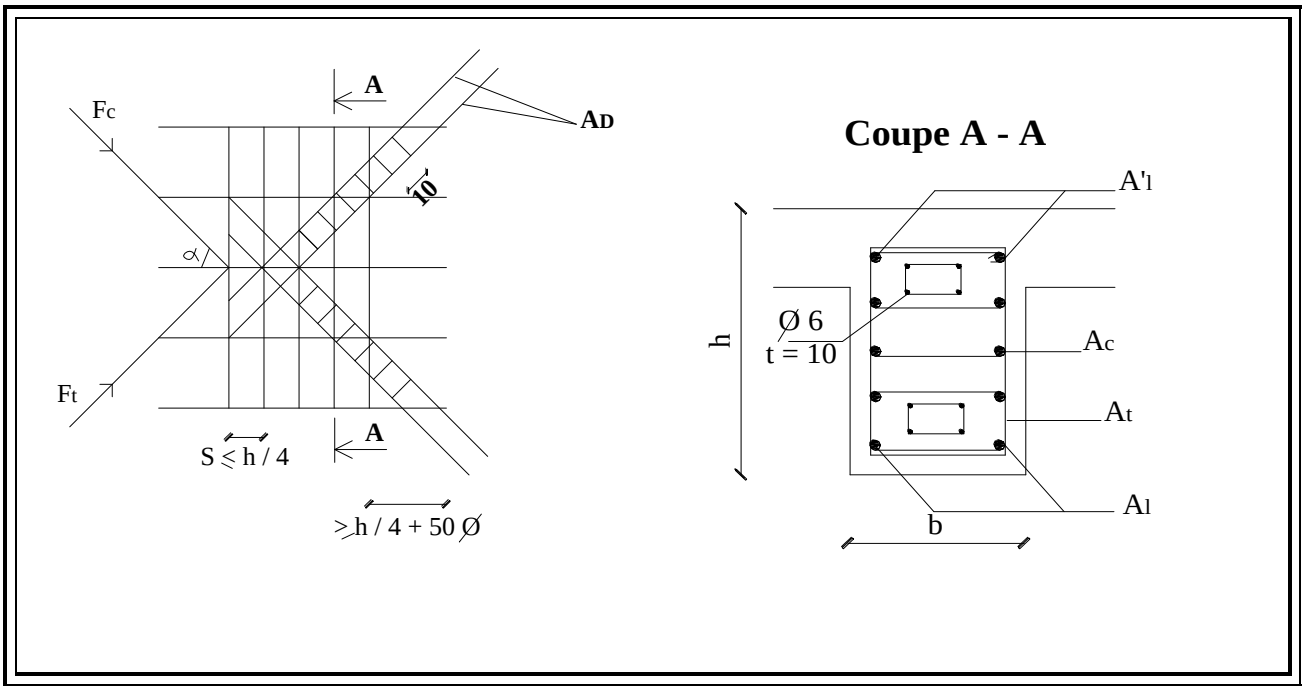
2. Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{28}$)

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A_D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \text{ avec: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \quad [3]$$

$V = V_u$ (sans majoration)



FigureV-17 Armatures du linteau selon RPA99

- **Calcul du ferraillage**

Ferraillage minimal :

a) Armatures longitudinales

$$(A\,l\,, A'\,l\,) \geq 0{,}0015.b.h \; (0{,}15\%)$$

b)Armatures transversales :

pour $\tau b \leq 0{,}025\ f_{c28}$

$$A_t \geq 0{,}0015.b.s \ (0{,}15\%)$$

pour :

$\tau b > 0{,}025\ f_{c28}$:

$$A_t > 0{,}0025.b.s \ (0{,}25\%)$$

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0{,}002.b.h \ (0{,}20\ \%)$$

A c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

$S_t \leq \min(1{,}5\ a\ ,\ 30cm)$ **(Art7.7.4.3 RPA99).**

Soit : $S_t = 20cm$.

Les résultats obtenus seront présentées au tableau suivant

0 Comb : G+Q+Edx (fenétre)

1

Tableau V-28 : calcul des armatures horizontaux

- **Vérification à E.L.S :**

	h (cm)	e (cm)	L (cm)	T kN	τ Mpa	τ≤0.06xfc28	M	A cal			
								AD	Al (cm²)	At min	Ac
RDC	136	17	120	202.54	/	Traction compression	0.02	3.60	2.68	0.56	3.57
1 er	136	17	120	355.13	/	Traction compression	0.06	5.37	3.96	0.56	5.28
2eme	136	17	120	255.91	/	Traction comp0ression	0.12	4.48	3.96	0.56	5.28
3eme	136	17	120	234.59	1.38	Flexion simple	0.18	/	/	1.58	/
4eme	136	17	120	191.14	1.13	Flexion simple	0.23	/	/	1.58	/
5eme	136	17	120	157.47	0.93	Flexion simple	0.22	/	/	1.58	/
6eme	136	17	120	121.86	0.72	Flexion simple	0.31	/	/	1.58	/
7eme	136	17	120	94.70	0.56	Flexion simple	0.44	/	/	1.58	/
8eme	136	17	120	60.91	0.69	Flexion simple	0.44	/	/	1.58	/

Tableau V.29. Vérification des armatures a ELS des trumeaux

niveau	S	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	vérification
RDC	17x170	701.29	16.53	G+Q	**22.62**	3.19	47.74	**Cv**
1	17x170	615.48	-7.07	G+Q	**13.57**	2.86	42.88	**cv**
2	17x170	592.26	-19.34	G+Q	**13.57**	2.97	44.32	**cv**
3	17x170	512.44	-30.09	G+Q	**13.57**	2.79	41.62	**cv**
4	17x170	467.37	-33.56	G+Q	**13.57**	2.65	39.45	**cv**
5	17x170	375.20	-40.30	G+Q	**13.57**	2.35	34.94	**cv**
6	17x170	304.52	-44.97	G+Q	**13.57**	2.12	31.35	**cv**
7	17x170	198.44	-48.57	G+Q	**13.57**	1.71	25.14	**cv**
8	17x170	79.03	-54.32	G+Q	**13.57**	1.27	18.57	**cv**

VI.1.INTRODUCTION

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

VI .2.Reconnaissance du sol (CONTRAINTE ADMISSIBLE) :

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

❖ **Caractéristiques physiques et mécaniques du sol :**

D'après l'étude géologique; géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol :

- Argileux de couleur grisâtre
- Peu plastique
- Faible humidité
- Compacité moyenne
- Peu gonflant et de compressibilité moyenne.
-

- **La contrainte admissible : σ_{adm} = 2bars**(donnée par le rapport du sol)
- Angle de frottement interne : **φ = 33°**
- L'encrage **Z=2m**

VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux et des voiles.
- ✓ Les charges transmises par la superstructure.
- ✓ L'économique et la facilité de mise en œuvre.

Les différents types des fondations choisis pour notre structure sont :

- ✓ S_3: Semelles filantes sous deux poteaux.
- ✓ S_4: Semelles filantes sous deux poteaux et voiles.

VI.4. CALCUL DES FONDATIONS:

Pour le dimensionnement et le ferraillage de ces derniers types de fondations, on prend les sollicitations les plus défavorables pour les deux états limites (ultime, service).

Remarque: Le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite de service, par contre le ferraillage se fait pour les deux états limite (ultime et de service).

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau carré " S_1 ":

VI.4.1.1.Prédimensionnement:

N_{ser}= 1424.31kN

M_{ser}= 31.82kN.m.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 22.34\,mm$$

Pour avoir une répartition triangulaire de la charge de sol, il faut avoir :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{B}{6} \Rightarrow B < 6e_0 = 13.4\ cm$$

Vu que $\mathbf{6e_0}$ est très faible, la répartition est forcement trapézoïdale.

On doit vérifier que : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ Où : $\sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$; $\sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol}B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0$$

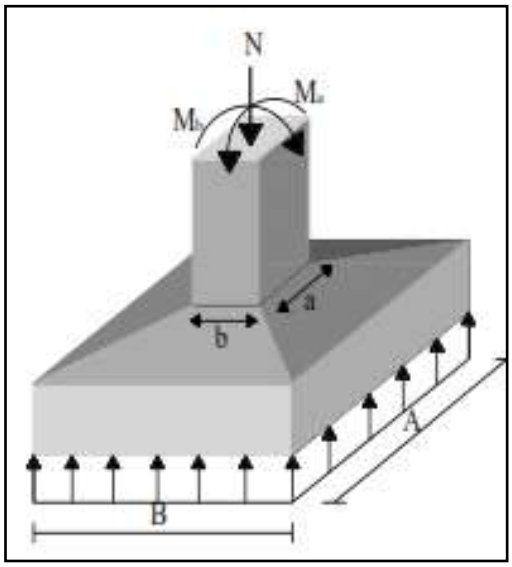


Figure -VI -1: semelle isolée sous poteau

Tableau-VI-1: Section nécessaire de semelle isolée

Poteaux	Ni (KN)	B=A (m)	L (m)	A choisie (m)	1,5*(A+A')/2 (m)	L>1,5*B (m)
S1	1638.62	2.86	3.35	2.80	3.45	c.n.v
S2	1478.55	2.70	3.63	2.70	4 .05	c.n.v
S3	1254.89	2.50	3.60	2.50	3.90	c.n.v
S4	1075.44	2.32	3.35	2.30	3.45	c.n.v
S5	785.27	1.99	3.60	2.00	3.52	c.v
S6	69.04	0.59	4.04	0.60	1.80	c.v

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement

des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filante.

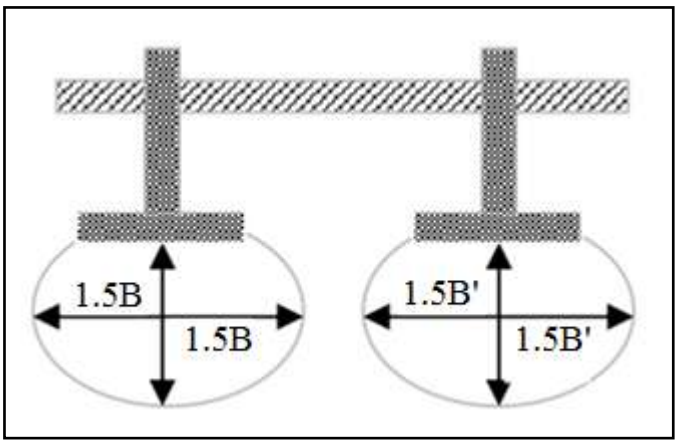


Figure -VI -2 : les bulles de pression

VI.4.2. Semelles filantes

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en distingue : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

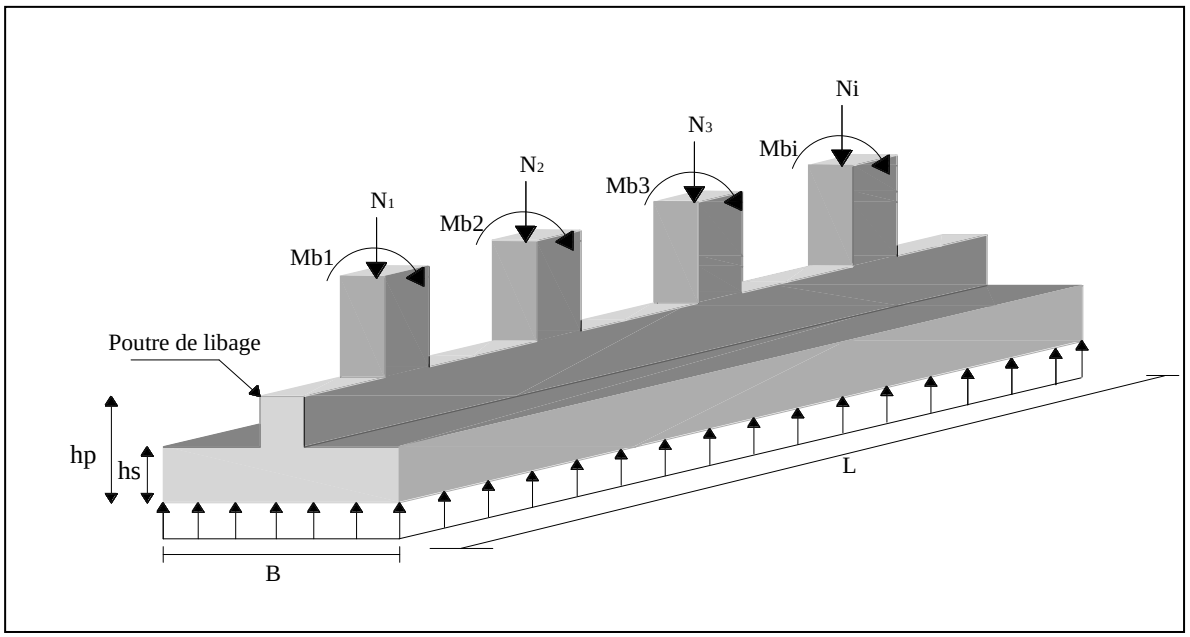


Figure -VI -3 : Semelle filante sous poteaux

- **Dimensionnement :**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de touslespoteaux qui se trouve dans la même ligne. On doit vérifier que: $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec:

$N = \sum N_i$ (de chaque file de poteaux à L'ELS) ;

$S = B \times L$;

B: Largeur de la semelle ;

L: Longueur de la file considérée ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{Nser}{L\,\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad , \quad h = d + c$$

$$e \approx \frac{h}{2} \text{à} \frac{h}{3} \quad , \quad e \geq 6\emptyset + 6 \quad (\emptyset \text{ en cm})$$

Les résultats de l'effort normal dû au poids propre de la superstructure et de l'infrastructure sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau-VI-2: Section nécessaire de semelle filante

Semelle	L' (m)	L=L'+B	N_{ser} (kN)	N_{ser}/ml (kN/ml)	$B_{calculée}$ (m)	**$B_{choisie}$ (m)**	**h (m)**	**d (m)**	**c (m)**
SF1	10.61	13.51	6146.69	579.33	2.89	2.90	0.65	0.60	0.05
SF2	23.61	25.61	9692.27	410.52	2.05	2.10	0.45	0.40	
SF3	25.72	27.62	9379.15	364.66	1.83	1.90	0.40	0.35	
SF4	23.61	25.61	9877.88	418.38	2.09	2.10	0.45	0.40	

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles,

Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0.2\text{MPa}$$

Tableau VI-3:verification de contraintes des semelles filantes

Semelle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{(amorces\ pot)}$ (kN)	$P_{(amorces\ voiles)}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ(MPa)	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
SF1	6146.69	636.66	9.45	23.25	752.82	33.39	0.2	Oui
SF2	9692.27	576.22	11.25	0.00	702.99	47.15	0.2	Oui
SF3	9379.15	524.78	11.70	0.00	672.24	42.66	0.2	Oui
SF4	9877.88	576.22	11.25	0.00	702.99	19.29	0.2	Oui

VI.5.Ferraillage des semelles filantes:

Tableau VI-4:*Armatures principales des semelles filantes*

Semelle	L(m)	N_u (kN)	N_u/ml (kN/ml)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	13.51	8408.61	622.40	8.57	6HA14=9.24	15
SF2	25.61	13273.71	518.30	6.52	6HA12=6.79	15
SF3	27.62	13301.27	481.58	6.43	6HA12=6.79	15
SF4	25.61	15074.38	588.62	7.40	6HA14=9.24	15

b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_{rép} = \frac{A \times B}{4} \quad ; \quad B \text{ en } [m] \quad , \quad A \text{ et } A_{rép} \text{ en } [cm^2]$$

Tableau VI-5:*Armatures de répartition des semelles filantes*

Semelle	$A_{rép}$=A.B/4 (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	6.21	6HA12=6.78	20
SF2	3.26	10HA12=11.31	20
SF3	3.05	10HA12=11.31	20
SF4	3.70	10HA12=11.31	20

VI.5.1. Dimensionnement de la Poutre de libage:

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4\,E.I}{k.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton ($E = 10818.87$ MPa)

l : La plus grande travée

k : Coefficient de raideur du sol ($k = 4\ kg/cm^3$)

I : Moment d'inertie de la poutre de libage ($I = b.{h_p}^3/12$)

b : Largeur de la poutre de libage égale à la largeur du poteau

h_p : Hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48\,l^4\,k}{\pi^4.E}}$$

Remarque :

La hauteur " h_p" de la poutre de libage est généralement largement supérieure à la hauteur "h" de la semelle. Dans le cas contraire($h_p < h$), on adoptera comme hauteur de la poutre de libage$h_p = h$.

Les poutres de libage (PL1,PL2, PL3 et PL4) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes (SF1 ,SF2,SF3et SF4) respectivement .

Tableau-VI-6: dimensionnement de la poutre de libage

	b (m)	l (m)	h_p(m)	I(m^4)	$\frac{\pi}{2} l_e$ (m)	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL_1	0.50	4.10	0.85	2558854.17	4.28	Oui
PL_2	0.50	4.10	0.85	2558854.17	4.28	Oui
PL_3	0.50	4.10	0.85	2558854.17	4.28	Oui
PL_4	0.50	1.60	0.50	520833.33	2.87	Oui

Tableau VI-7: chargement de la poutre de libage

Elément	L (m)	$\sum N_u$ (kN)	$\sum N_{ser}$ (kN)	q_u (kN/ml)	q_{ser} (kN/ml)
PL1	10.61	8408.61	6146.69	622.40	454.97
PL2	23.61	13273.71	9692.27	518.30	378.46
PL3	25.72	13301.27	9379.15	481.58	339.58
PL4	23.61	15074.38	9877.88	588.61	385.70

Remarque :

La section d'armatures inférieures est calculée à l'aide du moment négatif maximum à l'appui.

La section d'armatures supérieure est calculée à l'aide du moment positif maximum en travée.

La figure ci-dessous explique la disposition d'armatures longitudinales supérieures et inférieures de la poutre de libage.

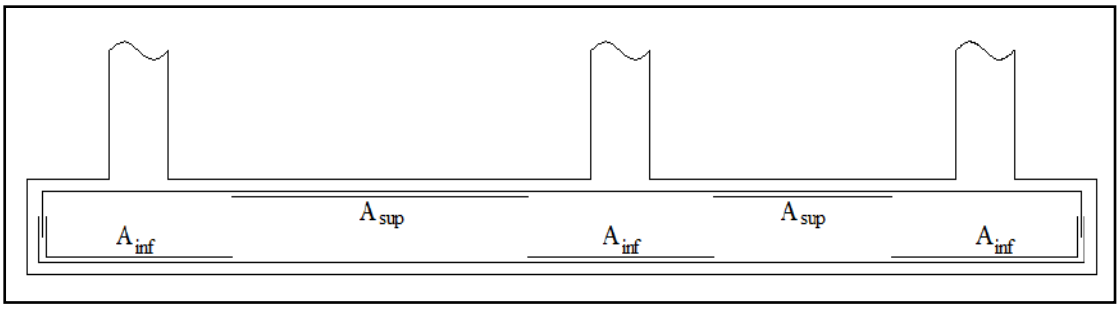


Figure -VI -4 : *Disposition d'armatures longitudinales supérieures et inférieures*

a)Armatures longitudinales :

Le calcul d'armatures longitudinales est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI-8:*Calcul d'armatures longitudinales de la poutre de libage*

Elément		M_u (kN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PL1	Travée	240.28	70	10.17	0	6HA14+6HA12=16.02
	Appui	-395.88	70	17.12	0	12HA16=24.13
PL2	Travée	359.96	65	16.81	0	12HA16=24.13
	Appui	-510.01	65	24.44	0	12HA20=37.70
PL3	Travée	334.46	65	15.56	0	6HA16+6HA14=21.30
	Appui	-473.88	65	22.56	0	6HA20+6HA16=30.91
PL4	Travée	528.03	70	23.27	0	6HA20+6HA14=28.09
	Appui	-757.49	70	34.61	0	2HA25+10HA20=41.23

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

- Béton :

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier :

La fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e\,;\, 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI-9:*Vérification des contraintes à l'E.L.S*

Elément		$A_{choisie}$ (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	$\boldsymbol{\sigma_b}$**(MPa)**	$\boldsymbol{\sigma_s}$**(MPa)**	$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} et \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$
PL1	Travée	16.02	175.64	4.62	173.12	Oui
	Appui	24.13	-289.38	6.57	193.06	Oui
PL2	Travée	21.30	262.84	6.74	189.56	Oui
	Appui	24.13	-372.41	8.26	176.21	Oui
PL3	Travée	21.30	235.84	6.32	191.47	Oui
	Appui	24.13	-334.15	7.89	190.66	Oui
PL4	Travée	28.09	346.01	7.45	199.87	Oui
	Appui	41.23	-496.36	9.44	199.60	Oui

b)Armatures transversales

Le calcul d'armatures transversales et leurs espacement est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI-10:*Armatures transversales de la poutre de libage*

Elément	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	A_t (cm^2)	Espacement	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	1042.52	2.48	2.50	6HA8=3.02	10	15
PL2	940.71	2.41	2.50	6HA8=3.02	10	15
PL3	806.65	2.07	2.50	6HA8=3.02	10	15
PL4	985.92	2.35	2.50	6HA8=3.02	10	15

c) Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si $h \geq 60$ cm
- 4 barres si $h \geq 70$ cm
- 6 barres si $h \geq 80$ cm

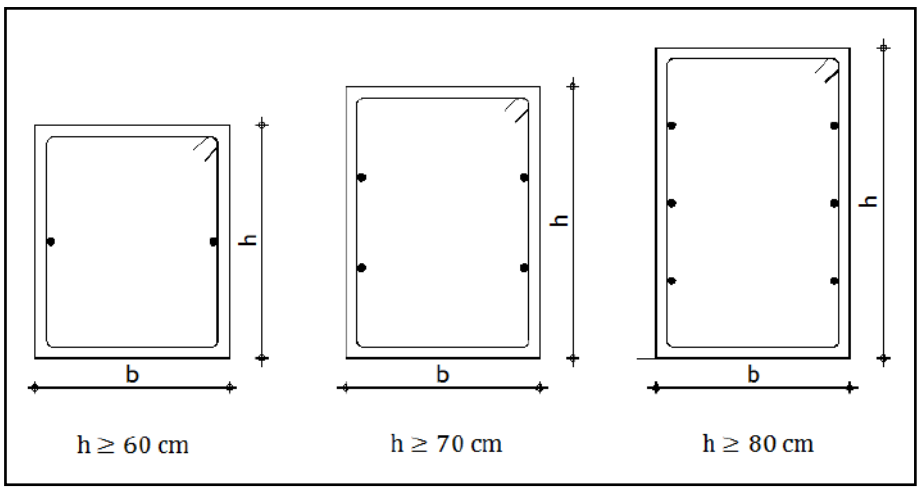


Figure -VI -5: *Armatures de peau*

Dans notre projet, on a 4 type de poutres de libage; un type a une hauteur $h = 50cm$, donc les armatures de peau ne sont pas nécessaires, et 3 types ont une hauteur $h = 85cm$, donc on utilise des armatures de peau $6HA12 = 6.79\ cm^2$.

VI.6.1. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui sont coulées sur le sol et qui relient des fondations superficielles, leur rôle est de transmettre les efforts de traction ou de compression pouvant exister entre

Les fondations, elles peuvent également jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments.

VI.6.2.Prédimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

30 cm x 30 cm : site de catégorie S_2. RPA99 version 2003►► [Art 10.1.1.b] ◄◄

Les sections choisies sont : les longrines longitudinales : 30 cm x 30cm

les longrines transversales : 30 cm x 30 cm

VI.6.3. Sollicitation :

Les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\,kN$ Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N_u^{max} = 2245.16\,kN$

$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{2245.16}{12} = 187.1\,kN \geq 20\,kN$

VI.6.4. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est néglige, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F

ELU :

$$A = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{187.1.10^3}{348} = 538\,mm^2 = 5.38\,cm^2$$

$$A_{choisi} \equiv 6\,HA12 = 6{,}79\,cm^2$$

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$\mathrm{B} \le \frac{\mathrm{A.f_e}}{\mathrm{f_{tj}}}$$

pour les longrines longitudinales :

$$B = b.h = 30.30 = 900\,cm^2 \le \frac{A.f_e}{f_{tj}} = \frac{678.400}{2{,}1} = 129142{,}85\,\mathrm{mm}^2 = 1291{,}42\,cm^2$$

pour les longrines transversales :

$$\mathrm{B = b.h = 30.30 = 900\,cm^2 \le \frac{A.f_e}{f_{tj}} = \frac{678.400}{2{,}1} = 129142{,}85\,mm^2 = 1291{,}42\,cm^2}$$

La condition de non fragilité est vérifiée pour les deux sections.

ELS :

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{N_{ser}}{12.A_{choisi}}$$

$$\sigma_s = \frac{1638.62.10^3}{679} = 201.107\ \mathrm{MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\tfrac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 202\,MPa$$

$$donc : \sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

L'état limite de service est satisfait.

le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B : $\mathrm{A_{min} = \frac{0{,}6b.h}{100}}$

$$A_{\min} = \frac{0{,}6.30.30}{100} = 5.4\,cm^2$$

Donc on adopte A=6HA12=6.79 cm²

Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions,

leur espacement. On adopte un diamètre $\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4.00\text{mm}$ On adopte

$\varphi_t = 8\,\text{mm}$ At = 4ϕ8 = 201mm²

avec espacement $S_t \leq \min(20\,\text{cm};15.1,4) = 20\text{cm}$

On choisit S_t = 15 cm.

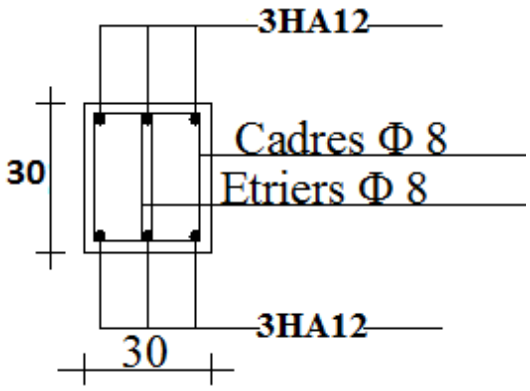


Figure –VI-6 : Ferraillage de la longrine

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances Acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant Sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul Récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception Des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de Souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et L'architectetravaillenten étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes Les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une Sécurité maximale de l'ouvrage sans surcout important.

Enfin l'objectifprincipal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique a un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui Satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait autant que possible d'avoir les principaux critères admis a

Savoir : la sécurité,l'économie,l'exploitation, etl'esthétique.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) : D.T.R-B.C.2.41
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) : D.T.R-B.C.2.48
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.2.2

Logiciels :

- SAP2000 v17.1
- Robot EXPERT 2010
- Autocad 2008
- Microsoft office Excel 2007