REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université YAHIA FARES De MEDEA
Faculté de Technologie
Département de Génie civil

Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master (L M D)
En Génie Civil
Option : Construction et Matériaux

THEME

ETUDE ET CONCEPTION D'UN BATIMENT (R+5) A' USAGE COMMERCIAL, ADMINISTRATIF ET D'HABITATION

Etudié par :

- M^me^: LAIDI Sara
- M^elle^: NECHE samira

Encadré par :

M^r^: SKENDER Zakaria

PROMOTION : 2016/2017

remerciement

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à *DIEU* qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur : ***Skender Zakaria*** pour ses conseils et son aide précieux.

Nos s'incères remerciement vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous offre tout ce savoir.

Un grand merci a tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin pour l'élaboration de ce projet.

A la fois nous remercions tous les enseignants soit de primaire, moyenne ou soit de lycée.

Sara et Samira

Dédicace

C’est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU :

A Mes très chers parents,

Qui m’ont guidés durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

A mon mari,

Que dieu le garde NCHALLAH

A mes frères Soufian,Mohamed Amine et Ramzi.
A ma sœur Souhila, son marie Midou et sa fille Layane.

A tout les membres de ma famille ***LAIDI*** et ***RAHICHE***, que dieu leur préserve bonne santé et longue vie.

A tous mes amies : Amira, Soumia, Razika, lamia, djahida ,ahlem et heda.

En fin, je remercie ma chère amie et binôme Samira qui a contribuée à la réalisation de ce modeste travail.

Sara

DÉDICACE

Ce travail est dédié premièrement à mes parents

qui m'a encouragé à terminer ma formation jusqu'à la fin

A mes frères Mohamed, Abdrezak

A mes sœurs Hanane, Sara,

Fatima et son marié Rabah et leur fille Ahlem

A toute ma famille

A ma binôme Sara

A tous mes amies Soumia, Chahira, Amel,

Ahlem et Houda

A mes collègues de ma promotion

A tous les enseignants du génie civil

Samira

SOMMAIRE

Remerciement……..

Dédicace…….

Résumé……..

Liste des tableaux …….

Liste de figures……..

Notation…….

Introduction générale…….

Présentation de l'ouvrage

I.Présentation de l'ouvrage……..……..…..…..…..…01

I.1Caractéristique géométriques de l'ouvrage…….……...……..…01

I.2 Classification de l'ouvrage…….....01

I.2.1 Classification des zones sismiques …….....…..01
I.2.2 Classifications des ouvrages selon leur importance……..……..01
I.2.3 Classification des systèmes de contreventement……....……01

I.3 Eléments de l'ouvrage……..2

1.4 Caractéristique mécaniques des matériaux…….…..……4

I.4.1. Béton……..……...……..……..04

1.4.1.a –Carctéristique du Béton ……..…04
1.4.1.b- ciment ……..……04
I.4.1.c. Granulats …….....……05
I.4.1.d. Eau de gâchage…….……05
I.4.1.e. Dosage du béton ……..……..05

I.4.2. Béton armé……..…..……05

I.4.3. Acier :……....05

1.4.4:Resistance du béton ……..……05
I.5.Classification du matériau acier ……..…..06
1.5.1- Caractéristiques mécaniques ……...……..…07
I.6. Conclusion…….……..…..……07

II. PREDIMENSIONNEMENT

SOMMAIRE

II.1. Introduction ……09

II .2. Pré dimensionnement des planchers ……..…...09

II .2.1. Plancher à corps creux ……..…09

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations ……11

II.3.1. Maçonnerie ……..……..…..11

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) ……..……...…11

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

. II.3.2. Plancher terrasse ……..…..……13

II.3.3. Plancher courant ……..…...14

. II.4. Pré dimensionnement des poutres…….…...15

II.5. Pré dimensionnement des poteaux ……....16

II.6. Détermination des charges et surcharge……..…..18

II.7. Pré dimensionnement des voiles ……22

III.CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère ……..…..25

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations…….……25

III.1.2. Calcul des efforts……...….25

III.1.3. Calcul du ferraillage : ……..……...…26

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant……...……...….31

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme……...……31

III.2. Plancher à corps creux :…….……32

III.2.1. La dalle de compression :…….…….…….32

III2.2. Les poutrelles :……33

III.3. les escaliers ……...……...…44

III.3.1. Définition:…….……..…..….44

III.3.2. Calcul de l'escalier ……..…..45

III.3.2.1 Pré dimensionnement :……...….45

III.3.2.2 Evaluation des charges et surcharges……46

III.3.2.4 Ferraillage des escaliers ……..……49

III.3.3.Calcul de la poutre palière…….…….....53

III.3.3.1. Pré dimensionnement…….....54

III.3.3.2. Evaluation des charges……..……...…..54

III.3.3.3 Calcul des efforts……...…….....55

III.3.3.4. Ferraillage de la poutre palière…….……..…..….56

IV.CALCUL DYNAMIQUE

IV.1. Introduction …….…….....62

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure …….…….....63

IV.2.a.1. Centre de masse ……..….63

IV.2.a.2. Centre de torsion ……..64

IV.3. Excentricité ……66

IV.3.1. Excentricité théorique (statique)……..……66

IV.3.2. Excentricité accidentelle……..…….....67

IV.3. 3 Effets de la torsion accidentelle…….……67

IV. 4. Choix de la méthode de calcul ……...……..……...68

IV. 4.1 Introduction……...……68

IV.4. 2 Méthode dynamique modale spectral…….……..69

IV.5. Résultats de l'analyse dynamique ……..…….....71

IV.5.1 Vérification de comportement.....…71

IV. 5.2. Vérification de participation massique……..……72

IV. 5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ...……..…72

IV. 5.4. Vérification de la stabilité au renversement…….……74

IV. 5. 5 Vérification des déplacementsinter-étages ……..……80

IV. 5.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ …….81

IV. 5.7. Vérification de cisaillement des éléments …….……82

IV.5.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base……..83

VI. CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction ……...……..86

V.2. Ferraillage des poutres :…….……...……87

V.3. Ferraillage des poteaux …….……...94

V.4. Ferraillage des voiles ……...……..101

VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCYURE

VI.1.Introduction 114

VI.2. Stabilité du site..... 114

VI.3. Calcul des fondations …….115

VI.3. 1.semelles isolées..... 115

VI.3.2.Semelle filante dans une seule direction ……...……..….117

VI.3.3.Semelles filantes sous voile …….119

VI.4.ferraillage des semelles filantes.....119

VI.5.poutre de libage.....121

VI.6. Calcul des longrines 126

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

الملخص

يهدف هذا المشروع لدراسة و تصميم مبنى مكون من طابق ارضي مخصص لمحلات تجارية و ادارية+

خمسة طوابق ذات استعمال سكني و المقرر انجازه بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية 2ا

يتم ضمان مقاومة الهيكل لمختلف الاحمال بواسطة نظام العارضات و الاعمدة + الجدران المسلحة

مع العلم انه تم قياس ابعاد و مقاومة كل العناصر المكونة للهيكل طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر :

القواعد الجزائرية المضادة للزلازل
قانون الخرسانة المسلحة
تمت الدراسة الزلزالية رقميا وفق الطريقة التي تعتمد على العناصر المنتهية باستعمال برنامج sap2000v19
وفي الاخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الاساسات.

Résumé

Ce projet est une conception et étude d'une structure contient (RDC à usage commercial , administratif +5Etages à usage habitations) , qui sera implanté à BOUIRA classée en zone sismique IIa.
La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.
Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).
L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 version 19 ».
En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

This Project is a conception and study of building contains (ground floor for commercial and administrative use +5 stories for Dwelling) in BOUIRA region classified as a medium seismicity area IIa.
The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a gantry system braced by sails.
Sizing and design of reinforcement of all resistance elements have been prepared in accordance with Algerian regulations (CBA93 and RPA99 version 2003).
The seismic survey was conducted following the numerical method based on the finite element method through the "SAP2000 Version 19" software.
Finally, we studied the computing infrastructure foundations.

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU **TITRE** **PAGE**

CHAPITRE I

Tableau I-1 : Dimensions ……..…1

Tableau I-2 : contraintes limites de cisaillement ……..…….6

Tableau I-3: Limite d'élasticité d'acier ……..…….7

CHAPITRE II

Tableau II-1 : Pré dimensionnement des planchers à corps creux……...10

Tableau II-2 : Charge permanent du mur simple cloison ……..…11

Tableau II-3 :Chargepermanent du mur double cloison ……..…12

Tableau II-4 : Charge permanente du plancher terrasse ……..…13

Tableau II-5 : Charge permanente du plancher courant ……..…..14

Tableau II- 6 : Pré dimensionnement des poutres ……..…….16

Tableau II-7 : Détermination des charges et surcharge ……..…..19

Tableau II-8 : Tableau de vérification ……..……..20

Tableau II-9 : Calcul de $\overline{N_u}$ ……...……..…21

Tableau II-10: Pré dimensionnement des voiles ……..…..…23

CHAPITRE III

Tableau III-1 : Les efforts ……..……25

Tableau II3-2 : Les données ……..26

Tableau III-3 : calcul de nombre d'étaiements……..……..…35

Tableau III-4 : Actions de calcul des poutrelles après coulage ……..…37

Tableau III-5 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELU et ELS) ……..……..38

Tableau III-6 : Récapitulations des efforts internes ……..……..……..……..40

Tableau III-7 : Calcul des armatures ……..…… 41

Tableau III-8 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles ……..……43

Tableau III-9 : Poids propre du palier de repos de l'escalier ……...46

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III-10 : Poids propre de la paillasse de l'escalier …… ……47

Tableau III-11 : Combinaison des charges de l'escalier …… ……..47

Tableau III-12: Récapitulation des efforts de l'escalier …… ……48

Tableau III-13 : Les donnés …… …….. ……..…….....49

Tableau III-14: Calcul des sections d'acier de l'escalier ……..……..…49

Tableau III-15 : Les armatures de répartition ……..……..……..50

Tableau III-16 : Vérification de l'espacement ……50

Tableau III-17: Vérification à l'E.L.S ……51

Tableau III-18 : Vérification de la flèche de l'escalier ……..……53

Tableau III-19: Pré dimensionnement de la poutre palière ……..……..54

Tableau III-20 : Les efforts agissants sur une poutre palière ……..…..55

Tableau III-21 : Les données ……..……...…....56

Tableau III-22: Calcul des sections d'acier de la poutre palière …… …56

Tableau III-23 : Vérification à l'E.L.S ……..……..……..59

CHAPITRE IV

Tableau IV-1 : Calcule du centre de masse……..……..64

Tableau IV -2 : Calcul du centre de torsion……..……66

Tableau IV -3 : Calcul de l'excentricité théorique……..……...66

Tableau IV -4 : Calcul de l'excentricité ……..……67

Tableau IV -5 : Détermination du facteur de qualité Q ……..……70

Tableau IV -6 : Le comportement des trois premiers modes ……..……..……71

Tableau IV -7 : Coefficient de participation massique ……..……72

TableauIV-8:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……74

Tableau IV -9 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X ……76

Tableau IV -10 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y ……77

Tableau IV -11 : Calcul du moment renversement ……78

Tableau IV -12 : Calcul du moment stabilisant ……79

Tableau IV -13 : Vérification de stabilisation ……79

Tableau IV -14 : Vérification des déplacements inter-étages sens X et Y ……81

Tableau IV -15 : Vérification l'effet P-Δ sens X et Y ……82

Tableau IV -16: les nouvelles sections ……83

Tableau IV -17 : Vérification de l'effort normal réduit à la base ……84

Tableau IV -18 : Vérification de cisaillement des poutres ……84

CHAPITRE V

Tableau V-1 : les données de calcul ……87

Tableau V -2 : ferraillage des poutres ……88

Tableau V -3 : Vérification à la condition de non-fragilité ……89

Tableau V -4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres ……90

Tableau V -5: Calcul de $\bar{\tau}_u$ ……90

Tableau V -6 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres ……91

Tableau V -7 : Section d'armature transversale des poutres ……91

Tableau V -8 : Vérification de la flèche des poutres ……91

Tableau V-9 : les données de calcul ……94

Tableau V-10 : Vérification du flambement ……96

Tableau V-11 : ferraillage des poteaux ……97

Tableau V-12 : Vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements ……98

Tableau V-13 : Vérification à l'E.L.S ……99

Tableau V-14 : Choix des armatures transversales est leur espacement ……102

Tableau V-15 : Les données de calcul ……104

Tableau V-16 : Calcul des armateurs verticaux ……105

Tableau V-17 : Vérification des armatures a ELS des voiles ……105

Tableau V-18 : Calcul des armateurs horizontaux ……106

Tableau V-19 : Diamètre des armateurs transversaux ……..……107

Tableau V-20 : Calcul des armateurs verticaux ……..……107

Tableau V-21 : Certification des armatures a ELS des voiles ……..……108

Tableau V-22 : Calcul des armateurs horizontaux ……...……111

Tableau V-23 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux ……..……..……112

Tableau V-24 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux ……..……112

CHAPITRE VI

Tableau VI-1 : Dimensionnement de la section des semelles isolées ……..…....116

Tableau VI-2 : Vérification de chevauchement des semelles ……..……....117

Tableau VI-3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS ……..……...118

Tableau VI-4 : dimensions des semelles filantes sous voiles ……...119

Tableau VI-5 : Armatures principales des semelles ……..……120

Tableau VI-6 : Armatures de répartition des semelles filantes ……120

Tableau VI-7 : Armatures des semelles filantes sous voiles ……..…..121

Tableau VI-8 : Dimensionnement de la poutre de libage ……...……..……122

Tableau VI-9 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage …… …….123

Tableau VI-10: Détermination des moments de la poutre de libage ……123

Tableau VI-11 :: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……...…126

Tableau VI-12 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS……126

Tableau VI-13 : Ferraillage longitudinal des longrines ……..……...126

Tableau VI-14 : Vérification des contraintes à l'ELS des longrines ……..126

LISTE DES Figure

FIGURE TITRE PAGE

CHAPITRE II

Figure II-1 : Dimensionnement de plancher à corps creux 10

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

Figure II-3 : Simple cloison.....11

Figuere II -4: Double cloisons.....12

Figure II-5: Composants d'un plancher terrasse 13

Figure II-6 : Composants d'un plancher courant 14

Figure II-7 : Dimensionnement de la poutre 15

Figure II-8 : position de poteau le plus sollicité 17

Figure II-9 : surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité 18

Figure II-10 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite) 22

CHAPITRE III

Figure III-1 : L'acrotère.....25

Figure III-2 : Section de B.A à l'ELU.....27

Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère..... 31

Figure III-4: Disposition constructive des armatures de la table de compression.....33

Figure III -5: Schématisation de la poutrelle avant coulage..... 34

Figure III-6: Choix de disposition des étaiements.....35

Figure III-7 : Diagramme des moments dans la poutrelle à cinq travées 38

Figure III -8 : Diagramme des moments dans la poutrelle à cinq travées (ELS) 39

Figure III-9 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 5 travées (ELU) 39

Figure III-10 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 5 travées (ELS)....39

Figure III-11 : Les sections considérées pour le calcul des ferraillages.

En travée (à gauche); En appui (à droite) 40

Figure III -12 : Ferraillage des poutrelles 44

Figure III-13 : coupe d'un escalier 44

Figure III -14 : Dimensions de l'escalier 45

Figure III-15: Schéma statique à l'E.L.U et l'ELS..... 48

Figure III -16 : Diagramme de moment a L'ELU et L'ELS 48

Figure III-17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U et l'ELS 49

Figure III-18 : Schéma de la poutre palière 53

Figure III-19 : Diagramme de moment à l'E.L.U 55

Figure III-20: Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U 55

Figure III-21 : Diagramme de moment à l'E.L.S 55

Figure III-22 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S 55

CHAPITRE IV

Figure IV-1: Vue en 3D de la structure.....62

Figure IV-2: Spectre de réponse 68

Figure IV-3 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement 74

Figure IV- 4 : Distribution des forces sismiques 75

Figure IV- 5: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X 76

Figure IV- 6 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y 77

CHAPITRE V

Figure V-1: arrêt des barres 92

Figure V-2 : Ferraillage des poutres 93

Figure V-3 : Ferraillage des poteaux 100

Figure V- 4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles 103

Figure V-5 : Disposition des voiles 104

Figure V-6 : Disposition des armateurs transversaux (épingles) 106

LISTE DES Figure

Figure V-7 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux ……...111

Figure V-8 : Armatures du linteau selon le RPA 99 ……..……112

CHAPITRE VI

Figure VI -1: Semelle isolée sous poteau……..…….115

Figure VI -2 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS ……..…..115

Figure VI .3 **:** Les bulles de pression……116

Figure VI-4 : Vue en plan des semelles filantes dans une seule direction ……117

Figure VI .5 : Semelle filante ……118

Figure VI -6 : Le ferraillage des semelles filantes sous poteau ……..……...124

Figure VI .7 : Ferraillage des longrines ……126

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S'
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

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

Minuscules grecques :

α: Angle

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

C.N.V : Condition non vérifiée

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

introduction générale

Ce projet est une conception et étude d'une structure à usage (Commercial, Administratif et Habitation) contient respectivement (RDC + 5 étage à usage d'habitation), qu'étais implanté à BOUIRA, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité **IIa**.

La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système mixte de portiques contreventés par des voiles.

Cette étude met en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

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 poteaux, les poutres, les planchers et les voiles.

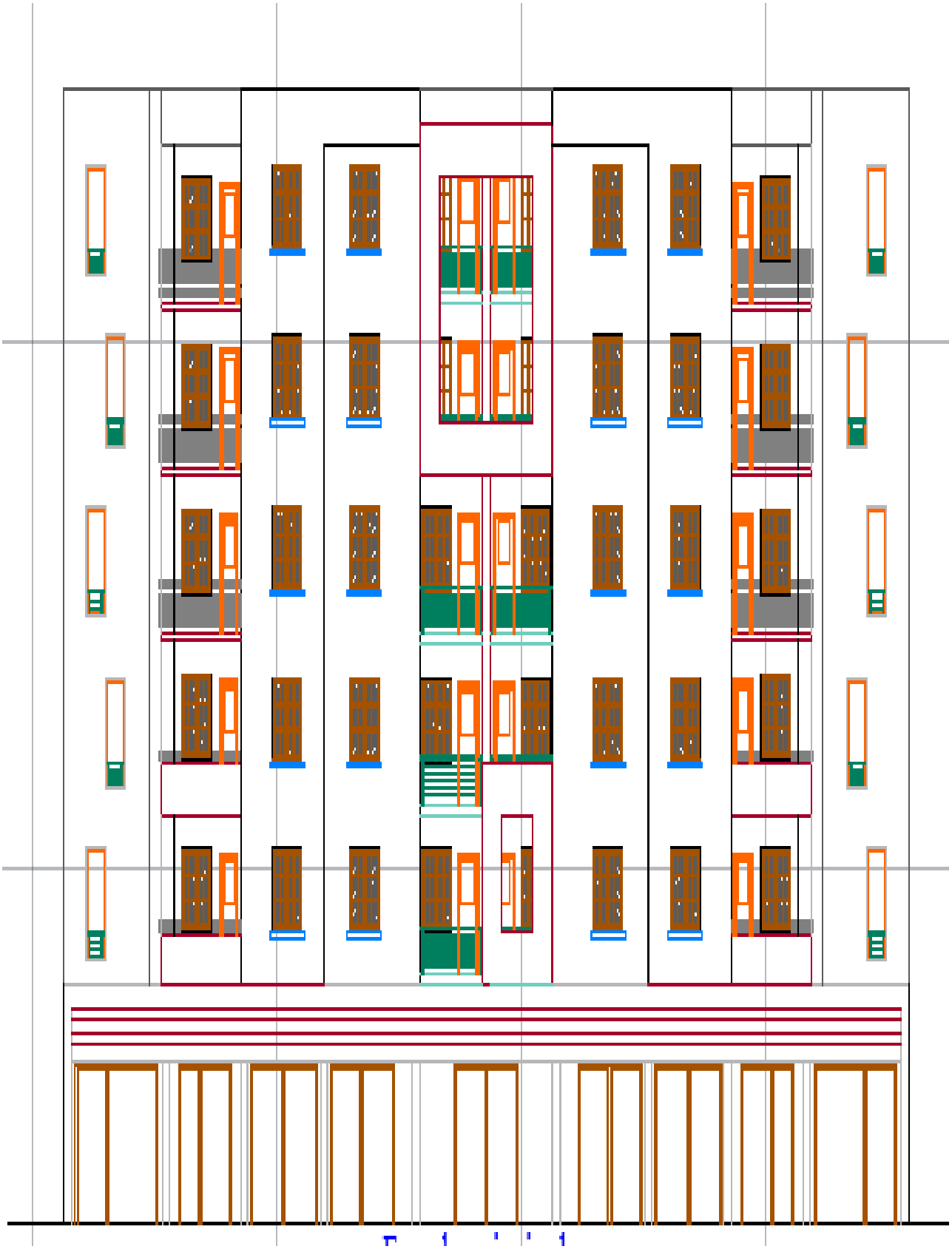
Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au **troisième chapitre**.

Le quatrième chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par utilisation du logiciel de calcul "SAP2000 version 19", on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui intervient dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments (portiques et voiles), qui est la partie de **cinquième chapitre.**

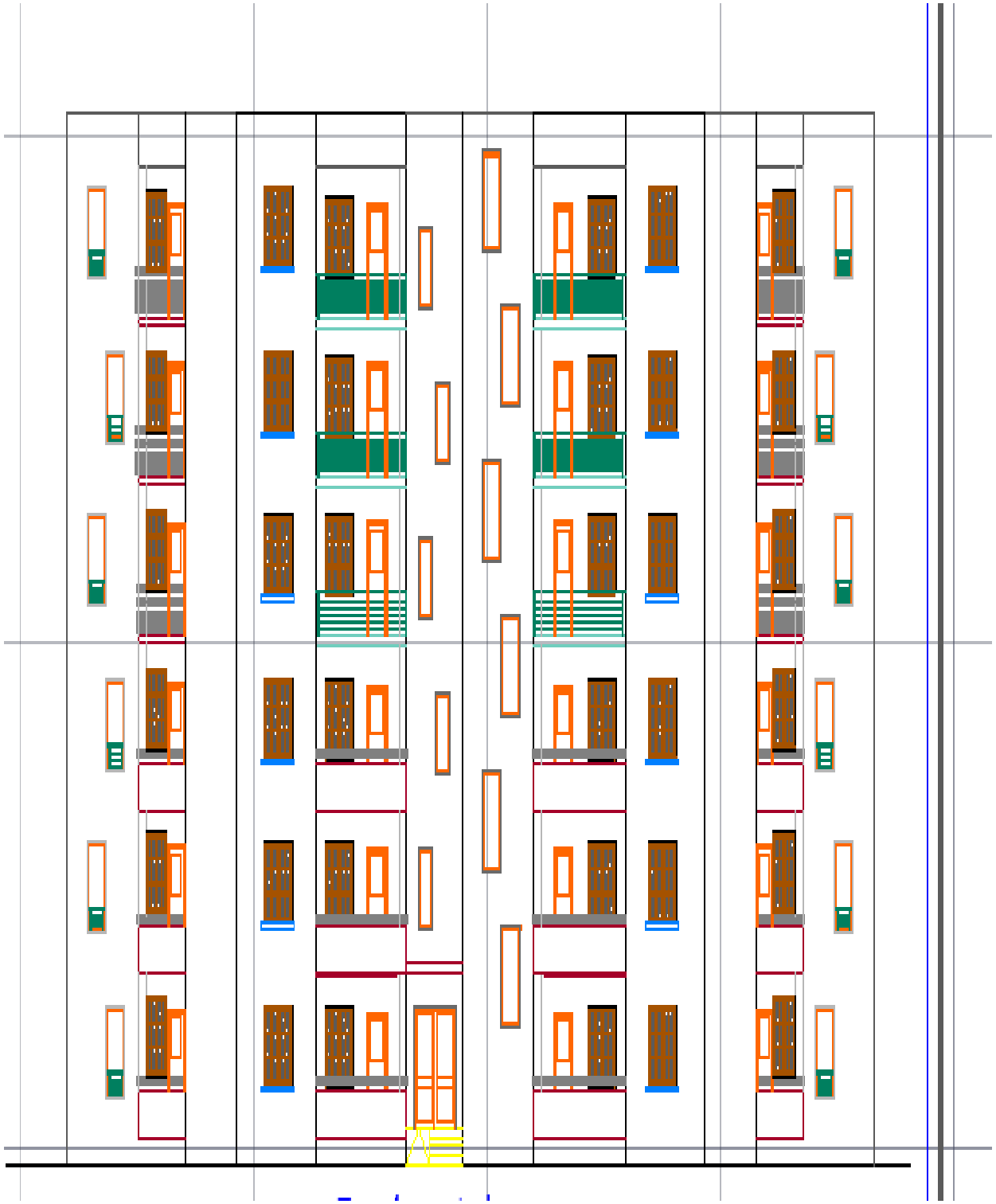
Finalement, la structure est fondée conformément au rapport du sol.

à la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.

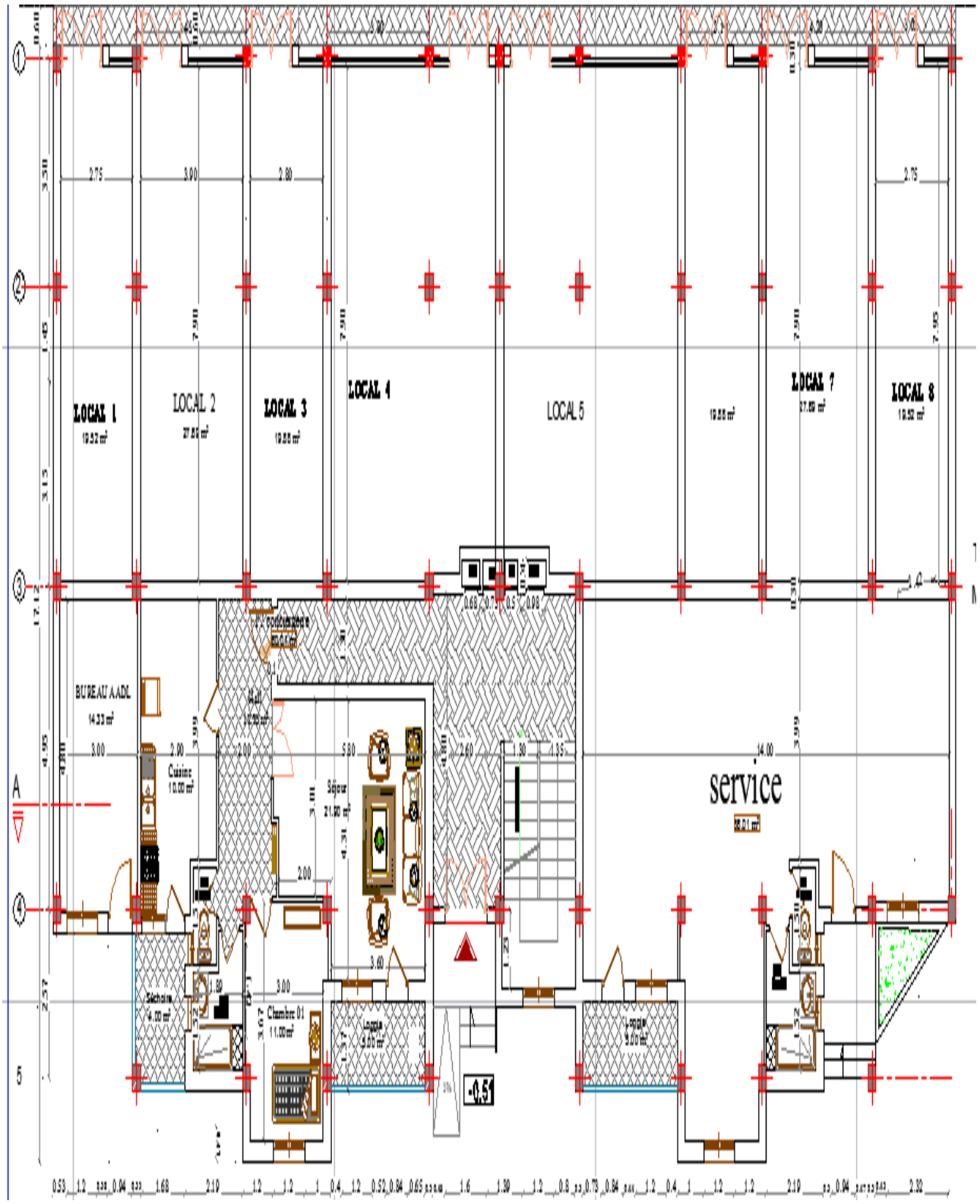
Présentation de l'ouvrage



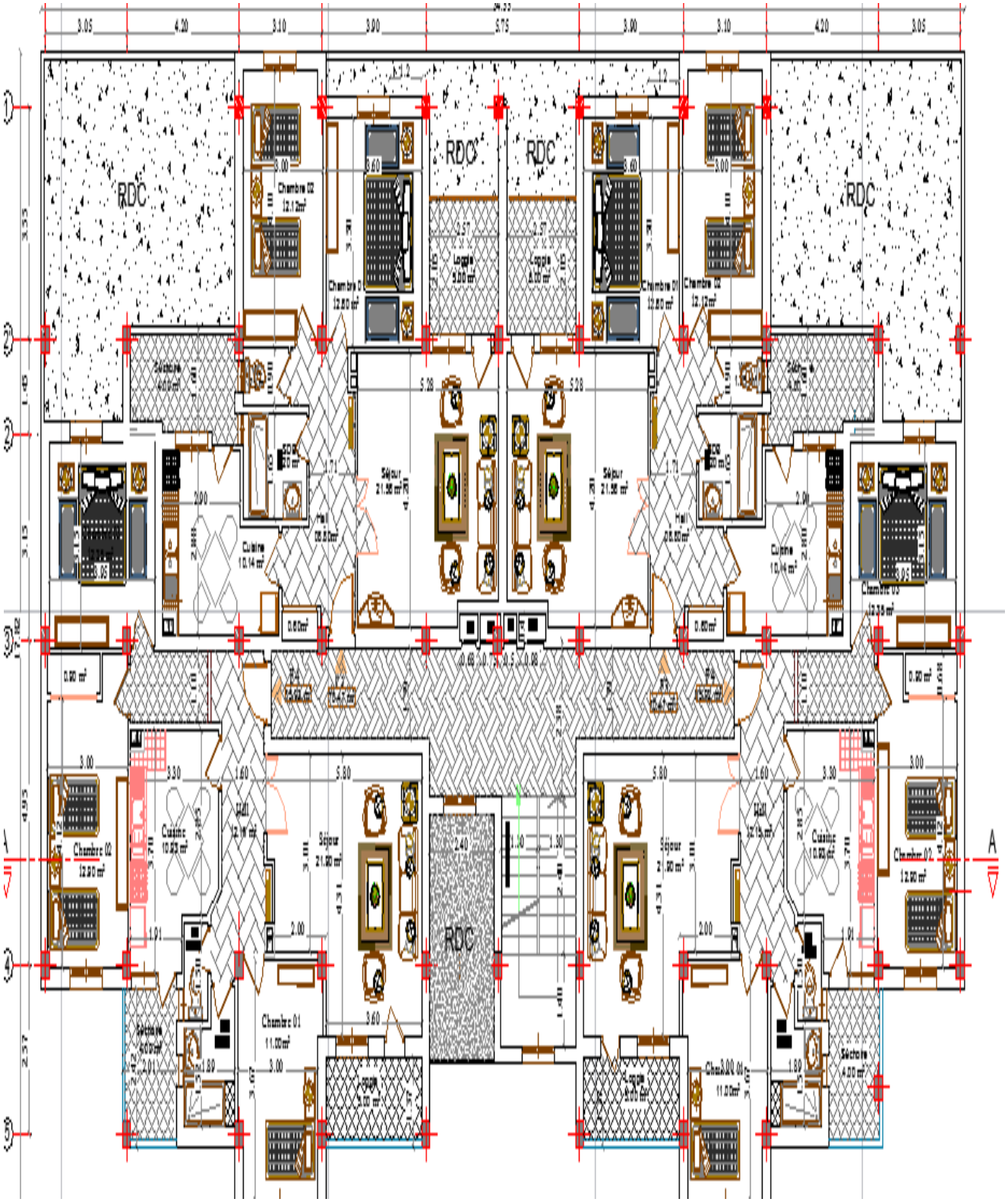
Façade principale



Façade postérieur


LOCAL 1
LOCAL 2
LOCAL 3
LOCAL 4
LOCAL 5
LOCAL 7
LOCAL 8
BUREAU AADL
Cuisine
Séjour
service
Chambre 01
-0.51

Plan de RDC



Plan des étages courants

Pré dimensionement

I. Présentation de l'ouvrage:

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment(R+5)a usage (commercial, bureaux et d'habitation).L'ouvrage est implanté à wilaya de BOUIRA qui classée comme zone de moyenne sismicité (zoneII_a) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version2003).

L'objet de notre projet et l'étude d'un bâtiment constitue d'un seul bloc de forme irrégulière en plan et en élévation

Notre étude est conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003".

I-1. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

Tableu I-1 :dimensions du batiment

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur totale du bâtiment : **Lo=34.55** Largeur totale du bâtiment : **La=17.82 m**	Hauteur totale du bâtiment: **H=18.7 m** Hauteur de l'étage courant: **h =3.06m** Hauteur de RDC:…… **hr=3.4m**

I.2 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

I.2.1 Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] Le bâtiment sera implanté à wilaya de BOUIRA zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de moyenne sismicité « **Zone IIa** ».

I.2.2 Classifications des ouvrages selon leur importance [Art 3.2 RPA99 v2003] :

L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** bâtiments d'habitation collective et à usage de bureaux dont la hauteur de 18.7 m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

I.2.3 Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003] :

Notre bâtiment dépasse 5 niveaux (17 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc écarté **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** et le choix va se porter sur :

1- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003] .**

2- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles **[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003] .**

3- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003] .**

I.3 Eléments de l'ouvrage :

❖ **L'ossature**

Quand on parle d'ossature, on parle de la stabilité de toute la structure, pour cela il faut que celle-ci soit bien capable de reprendre toutes les sollicitations aux quelles elle sera soumise. Pour assurer cette fonction il faut opter pour avoir un comportement harmonique entre tous les éléments qui constituent cette ossature. Dans notre cas on a 3 éléments principaux

❖ **Poteaux :**

Qu'ils sont destinésà porter tous l'ouvrage et transmettre les charges aux fondations qui a leurs tours les transmettront au sol.

❖ **Poutres :**

Qu'ils sont destinés à transmettre les charges de chaque niveau aux poteaux adjacents

❖ **Plancher :**

La définition primaire de ceci est un assemblage de planchers recouvrant un sol d'un bloc éducatif, et comme il existe d'autres types de planchers, de nos jours c'est une nomination à tous les éléments séparant deux niveaux sous-jacents entre eux, la tache de celui- ci, est principalement de séparer les niveaux, son rôle dans la structure est de transmettre tous les charges aux poutres qu'ils les transmettront elles-mêmes aux poteaux.

Il existe d'autre fonctions tels que :

- La commodité thermique et acoustique et ceci en ayant une bonne isolation des deux.
- On peut en bénéficier également de sa forme géométrique (dalles creuses) en utilisant les ouvertures pour des gaines (électricité et aération).

Il faut savoir aussi comment choisir le type de plancher à utiliser, et ceci dépend de plusieurs paramètres tel que les charges aux - quels il subit, la géométrie, et les avantages de l'une par rapport à l'autre, toute fois, structurellement le plancher doit assurer son rôle comme étant un diaphragme rigide, pour permettre aux éléments porteurs verticaux une harmonie dans leurs comportement.

Dans notre cas on a utilisé les deux types de planchers et avec justification du choix et dimension de celui-ci en chaque cas.

❖ **Maçonnerie :**

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 5cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Un revêtement de mortier de ciment dans la face extérieur et intérieur.

2- Murs intérieurs : sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

❖ **Revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 5cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

❖ **Fondations :**

L'infrastructure, constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide, prenant, si possible, appui à un minimum de profondeur sur des formations en place compactes et homogènes, hors d'eau de préférence.

En outre, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels et d'empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appui par solidarisation au moyen de longrines ou autre dispositif équivalent.

Les fondations sur remblais ou sols reconstitués ne sont pas admises, sauf justifications spéciales.

Le système de fondation doit être homogène (semelles superficielles, radier, pieux) avec un seul mode de fondation par bloc de construction, délimité par des joints. Il doit autant que possible constituer une assise horizontale unique sur toute l'emprise du bloc.

❖ **Escalier :**

Les escaliers sont généralement des éléments en béton armé qui servent à se déplacer entre niveaux.

Dans notre cas on a un seul type d'escaliers :

- Escalier droite de deux volées

❖ **Local d'ascenseur :**

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

❖ **Acrotère**

C'est un mur situé en bordure de toitures terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité. Il peut aussi servir à d'autres fins telles que la prised'un poids si jamais il y aura un revêtement à faire de la façade pour la suspension de l'échafaudage.

Dans notre projet il est fait en béton armé, et avec une hauteur de 0.60 m.

❖ **Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasse qui est une terrasse inaccessible,

1.4 Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

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

1.4.1.aCaractéristique 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.

1.4.1.b ciment :

le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis enfonction 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 a utilisé le CEMII 42,5 (ciment portland avec ajouts classe 42,5) pour un dosage de 350 kg /m ' de ciment.

I.4.1.c. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

• Sable de dimension inférieure à 5 mm.

• gravier de dimension inferieur à 25mm (3/8, 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 la résistance du béton.

I.4.1.e. Dosage du béton :

La variation de la teneur en 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 retient 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 a 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherche.

I.4.2. Béton armé :

Le béton arme est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposes de manière a équilibré 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 a l'autre.

I.4.3. Acier :

L'acier utilisé en béton arme se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton arme est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport a 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.

1.4.4:Resistance du béton :

• La résistance caractéristique à la compression à 28 jours :

f_{c28} = 25 MPA

• La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours :

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}$ = 2.1 MPA

- Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à 28 jours, pour les charges dont la durée d'application est inférieur à 24 heures :

  $E_i = 11000\sqrt[3]{fc28}$= 32164.2 MPA

- Le module de déformation différée du béton à 28 jours, pour les charges de longue durée :

  E_{v28} =3700 $\sqrt[3]{fc28}$=10818.9 MPA

- La contrainte limite de compression du béton à l'ELS:

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$ = 15 MPA

- Le poids volumique du béton :

  ρ= 25KN/m

- Le coefficient d'équivalence acier-béton à long terme :

  $\eta = \frac{E_S}{E_b} = 15$

- Contrainte limite de cisaillement : (Tab. 1.3)

Tableau 1. 3 : Tableau des contraintes limites de cisaillement

	Contraint limites de Cisaillement (MPA)	Application numérique Pour f_{c28} =25 MPA
Fissuration peu Préjudiciable	Pas de limitation	
Fissuration Préjudiciable	$\bar{\tau}_U = \min(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\ Mpa)$	3.33 MPA
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\tau}_u = \min(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\ Mpa)$	2.5 MPA

I.5.Classification du matériau acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé

Les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

■ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25%decarbone.

■ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % decarbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

E_s =2.1*10 ^{5} MPA.Art.2.2.1 [1]

1.5.1- Caractéristiques mécaniques :

Valeur de la limite d'élasticité garantie ***f s*** sera résumé dans le tableau Tab. 1.4 Suivant :

Tableau 1.4 : Limite d'élasticité d'acier

taype	Nuance	$F_{e\ (Mpa)}$	Emploi
Ronds lisses	F_eE 22 F_eE 24	216 235	
Barre HA (Tor :T)	F_eE40 $\emptyset \geq 20mm$ $\emptyset \leq 20mm$ F_eE50	392 412 500	Emploi courant comme barre porteuse ou de répartition
Barre HA (trailles soudes : T_S	$\emptyset > 6mm$ $\emptyset \leq 6mm$	441 520	Utilise comme armateurs des hourdis des dalles et des viols

Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$$f_{c28} = 25Mpa$$
$$f_{t28} = 2.1Mpa$$
$$E_{i28} = 32164.2Mpa$$
$$E_{v28} = 10819Mpa$$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2Mpa : situationdurable \\ 18.48Mpa : situationaccedentelle \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33Mpa : fissurationpeunuisible \\ 2.5Mpa : fissurationpréjudiciableoutrespréjudiciable \end{cases}$$

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

FeE 400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales

$\overline{\sigma_s} = 201.63Mpa$**: Fissuration préjudiciable pour les H.A.**

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments Constituants la structure et de déterminer les différentes charges agissantes sur ces éléments, afin d'avoir Une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la Structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le ***« CBA 93 »*** et le ***« RPA99version 2003»***, mettent au point ce qui est nécessaire pour un prédimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2.Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des surfaces planes supportées par la structure et reçoivent les chargesverticales (charge permanente G et les charges d'exploitation Q).

Techniquement on définie un plancher comme des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent se reposer sur 2. 3 ou 4 appuis.

Cette épaisseur dépend de plusieurs critères dont il s'agit principalement de leur résistance au feu, l'isolation thermique et acoustique, résistance a la flexion et condition de flèche.

Pour notre projet on adopte un seul type de plancher :

II.2.1.Plancher à corps creux :

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

- $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]
- et $ht \geq L/22.5$

Avec :

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

Tableau II-1: Prédimensionnement des planchers à corps creux

Longue de la poutrelle (m)	Calcul de h (cm)	Vérification de condition d'acoustique	$h_t$adopté (cm)
L = 4.2	$16 \geq h_t \geq 21$	$20 \geq 16$ cm cv	**20 = (16+4)**

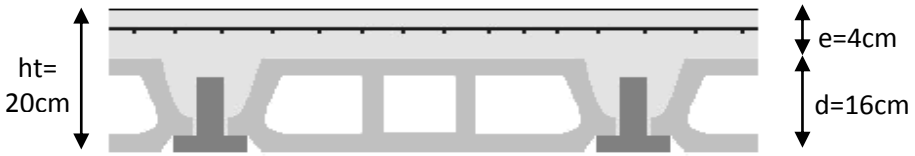


Figure II-1 : Dimensionnement de plancher à corps creux

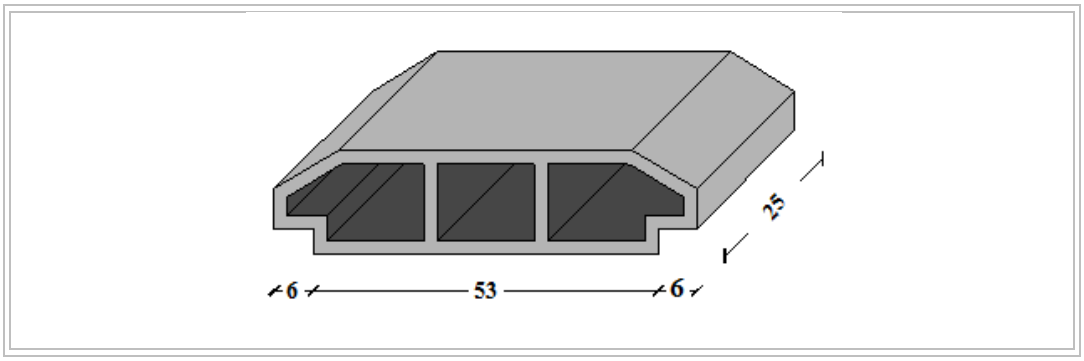


Figure II-2 : Dimensions du corps creux

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

II.3.1. Maçonnerie :

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

Tableau II-2 : Charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	10	0.36
G				1.62

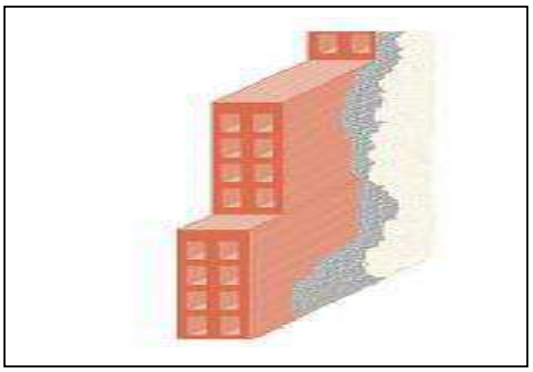


Figure II-3 : Simple cloison

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

Tableau II-3 : Charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	crépissage en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	L'aime d'air	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
	enduit en ciment	0.02	18	0.36
5	Enduit en platre	0.02	10	0.2
G				2.72

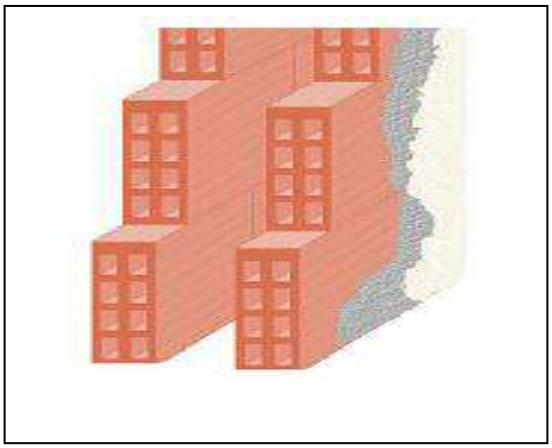


Figure II -4: Double cloisons

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau II-4 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m)	Poids surfacique (KN/m)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Etanchéité	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.1	22	2.2
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.2	-	2.8
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G				6.5

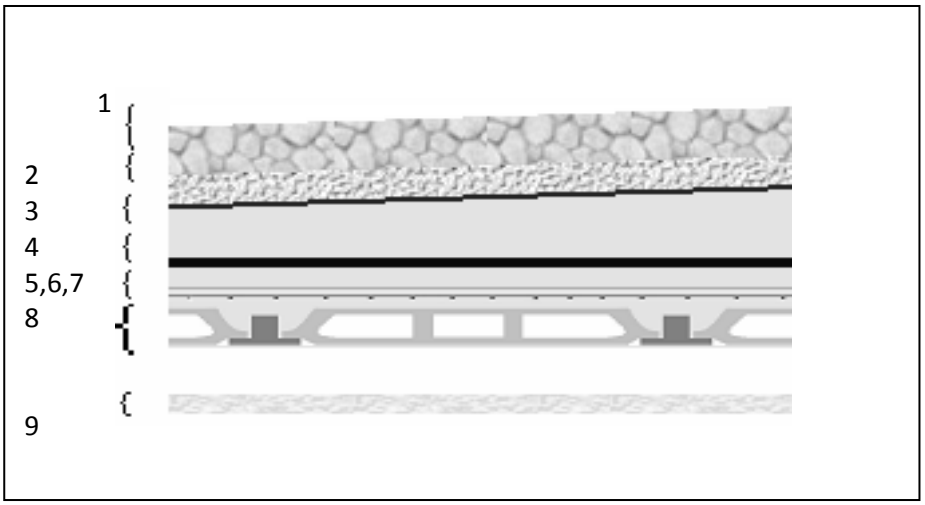


Figure II-5: Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation : [3]

Charges d'exploitation$\mathbf{Q_t=100kg/m^2}$.

II.3.3. Plancher courant:

II.3. 3.a. Charges permanentes :

Tableau II-5 : Charge permanente du plancher courant

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m)	Poids surfacique (KN/m)
1	Carrelage	0.02	2	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.30	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.20	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de répartition	-	-	1.62
G				5.96

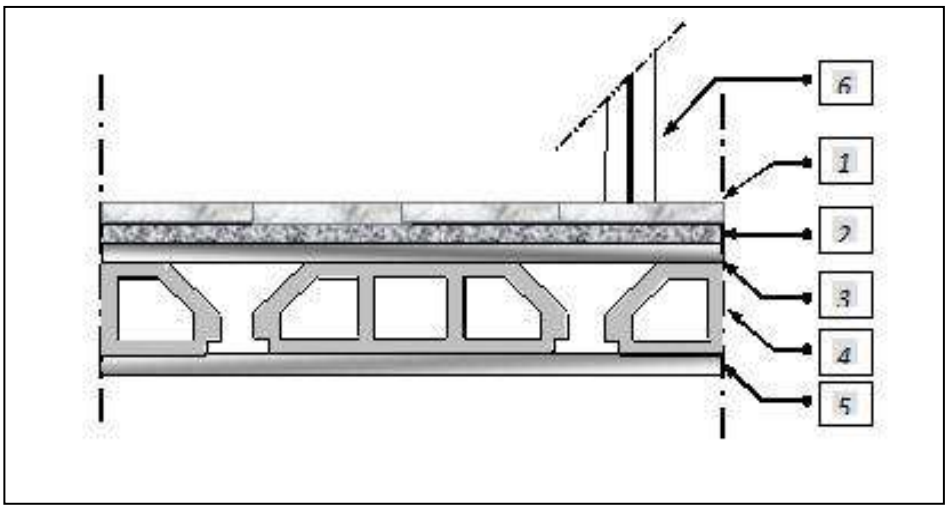


Figure II-6 : Composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation : [3]

Charges d'exploitation**Q_{cou}=150kg/m².**

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

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

Les poutressont 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 (CBA93)

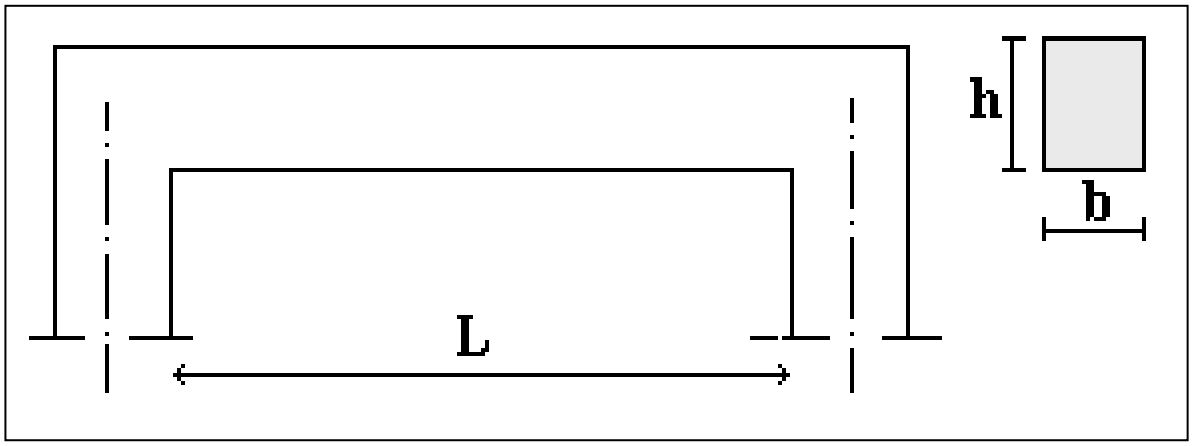


Figure II-7 : Dimensionnement de la poutre

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

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

- Portée max/15$\leq h \leq portéemax/10$[1]
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutre exigées par le règlement RPA99V2003 en zone III sont :

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm [2] \ll Art[7.5.1] \gg \\ \frac{h}{b} \leq 4 \qquad bmax \leq 1.5h + b \end{cases}$$

Tableau II-6 : Pré dimensionnement des poutres

	Poutres principales	Poutres secondaires
Condition de résistance	L_{max} = 4.95m $33 \leq h \leq 49.5$ On adopte h = 45 cm $13.5 \leq b \leq 31.5$ On adopte b = 30 cm	L_{max} = 4.200m $28 \leq h \leq 42$ On adopte h = 35 cm $10.5 \leq b \leq 24.5$ On adopte b = 30 cm
Vérification selon RPA99.V2003	h= 45 ≥ 30cm (CV) b= 30≥20 cm (CV) $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4\ cm$	h= 35≥ 30cm (CV) b= 30 ≥20 cm (CV) $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4\ cm$
Condition de rigidité $(\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10})$	$\frac{h}{L} = \frac{45}{495} = 0.098$ $\frac{1}{16} = 0.0625$ 0.07 > 0.0625 (CV)	$\frac{h}{L} = \frac{35}{420} = 0.083$ $\frac{1}{16} = 0.0625$ 0.08 > 0.0625 (CV)
Conclusion	h= 45 cm , b= 30cm	h= 35 cm , b= 30 cm

II-5 .Pré dimensionnement des poteaux :

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le [2]►► [Art B.8.1.1] ◄◄ cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiairesvoisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu*=1.1Nu).

II.5.1.Etapes de pré dimensionnement

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions duRPA99 version 2003 : ►► **[Art 7.4.1]** ◄◄.Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

II.5.2 Calcul de la surface requise par le poteau le plus sollicité

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

3-C qui a une forme carré

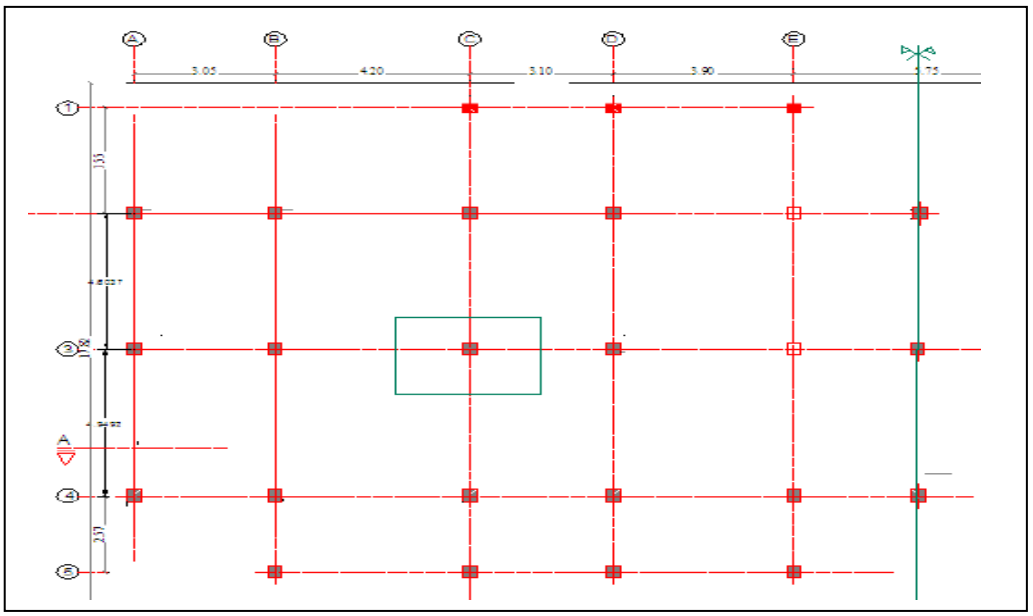


Figure II-8 : position de poteau le plus sollicité

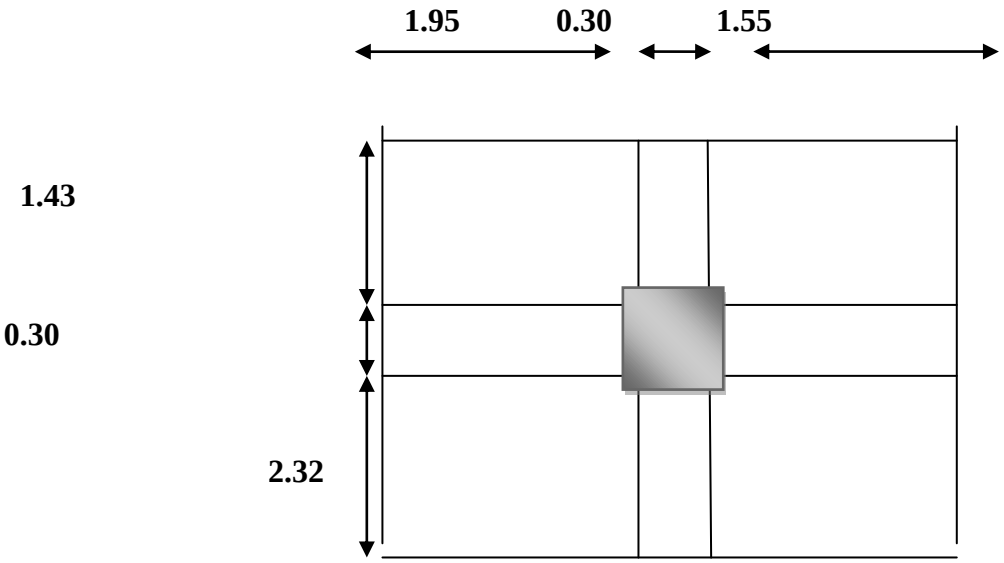


Figure II-9 : surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité

la surface des planchers supportée par le poteau:

Sp= 3 ,75×3,6 ⟹ Sp= 13,5 m^2

La surface total :

S_t= 3,8×4,05 ⟹ S_t=15,39 m^2

II.6 Détermination des charges et surcharge :

II.6.1 Détermination des charges permanente :

G plancher t ou c = poids de plancher terrasse x Splancher t ou c .

G (poutres principales ou secondaires) =b x h x L x poids volumique du béton armé.

G (poteau)= b x h x he x poids volumique du béton armé.

Poids volumique du béton armé =25 KN/m3.

G= Gplancher t + Gpoutre (P+S) +Gpoteau.

II.6.2 Dégression des charges :

D'après la loi de la dégression des charges **DTRBC2.25 :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment, Q_1, Q2, $Q3_{,.....,}Q_n$les charges respectivesdes planchers 1, 2,3,….,n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Les valeurs des charges d'exploitation à prendre en compte, au-dessous de chacun des niveaux du bâtiment sont les suivants :

- Plancher 5eme étage : Q0 = 13.5 KN
- plancher 4eme étage : Q0+Q1 = 13.5 +20.25= 33.75 KN
- plancher 3eme étage : Q0+0.95 (Q1+ Q2) =51.97 KN
- plancher 2eme étage : Q0+0.90 (Q1+ Q2+ Q3) =68.17 KN
- plancher 1^{ER} étage : Q0+0.85 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4) =82.35 KN
- plancher RDC : Q0+0.80 (Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5) =94.5 KN

Tableau II-7 : Détermination des charges et surcharge

NIVEAU	GPP	GPs	GPot	GPlancher	Gt	Q
5	15.69	10.23	5.87	81.945	113.73	13.5
4	15.69	10.23	7.99	72.22	106.13	20.25
3	15.69	10.23	7.99	72.22	106.13	20.25
2	15.69	10.23	7.99	72.22	106.13	20.25
1	15.69	10.23	10.44	72.22	108.58	20.25
RDC	15.69	10.23	11.8	72.22	109.94	20.25

II.6.3 Détermination de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.
N ultime=1.35G+1.5Q
Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau II-8 : Tableau de vérification

Niveau	G(kN)		Q(kN)		N_U (kN)	Nu=1 .1Nu (kN)
	Niveau	cumulée	Niveau	cumulée		
5eme étage	113.73	113.73	13.5	13.5	173.78	191.16
4eme étage	106.13	219.86	33.75	47.25	367.68	404 .45
3eme étage	106.13	325.99	51.97	99.22	588.91	647.8
2eme étage	106.13	432.12	68.17	167.39	847.95	932.74
1er étage	108.58	540.7	82.35	249.74	1104.55	1215.01
RDC	109.94	650.64	94.5	344.24	1394.72	1534.2

II.6.4.Dimensionnement selon le CBA93 :

vérifier :

$N_{ultime} \leq [\frac{Br\ fc28}{0.9\gamma b} + A\frac{fe}{\gamma s}]\alpha$

Avec :

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

$A=\frac{B}{1000}$

Br : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie

Br = (b-2 cm)*(h-2 cm)

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

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

Avec :

$\lambda=\frac{Lf}{i}$: c'est l'élancement mécanique

L_f = 0.7 L_0 assemblé a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau

I : rayon de giration ; i= √I/B=h/√12 avec B=b×h et I =bh^3/12

On adopte un poteau de (30×30) cm2

Alors Br = 784 cm2

AN : i= 8.66 cm

Lf= 1.862

λ = 21.50

α = 0.790

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-9 : Calcul de $\overline{N_u}$

NIV	Section (cm^2)	A (cm^2)	L_f m	λ	α	B_r (cm^2)	N_u	$N_{u\ adm}$	$N_u < N_{U\ adm}$
5	30×30	0.9	2.142	24 .73	0.94	784	191.16	1394.17	C .V
4	35×35	1.225	2.142	21.2	0.92	1089	404 .45	1894.53	C .V
3	35×35	1.225	2.142	21.2	0.92	1089	647.8	1894.53	C .V
2	35×35	1.225	2.142	21.2	0.92	1089	932.74	1894.53	C .V
1	40×40	1.6	2.142	18.55	0.9	1444	1215.01	2473..13	C .V
RDC	40×40	1.6	2.38	20.62	0.91	1444	1534.2	2484.05	C .V

II.6.5. Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1]:

Pour zone II_a : on a

- Min (b1, h1) = 30 cm ≥ 30cm **c.v**
- Min (b1, h1) = 30 cm ≥ he /20 = 13.05 cm **c.v**
- 1/4≤ b1/ h1=1 ≤ 4 **c.v**

Avec :

he : la hauteur libre d'etage.

Conclusion : on adopte la section des poteaux suivante :

- (b×h) = (30×30) cm^2 5^{eme} étage.
- (b×h) = (35×35) cm^2 2^{eme};3^{eme} , 4^{eme}étage.
- (b×h) = (40×40) cm^2RDC, 1^{er} étage.

II.7 Pré dimensionnement des voiles :

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

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, 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. RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.7.1] ◄◄

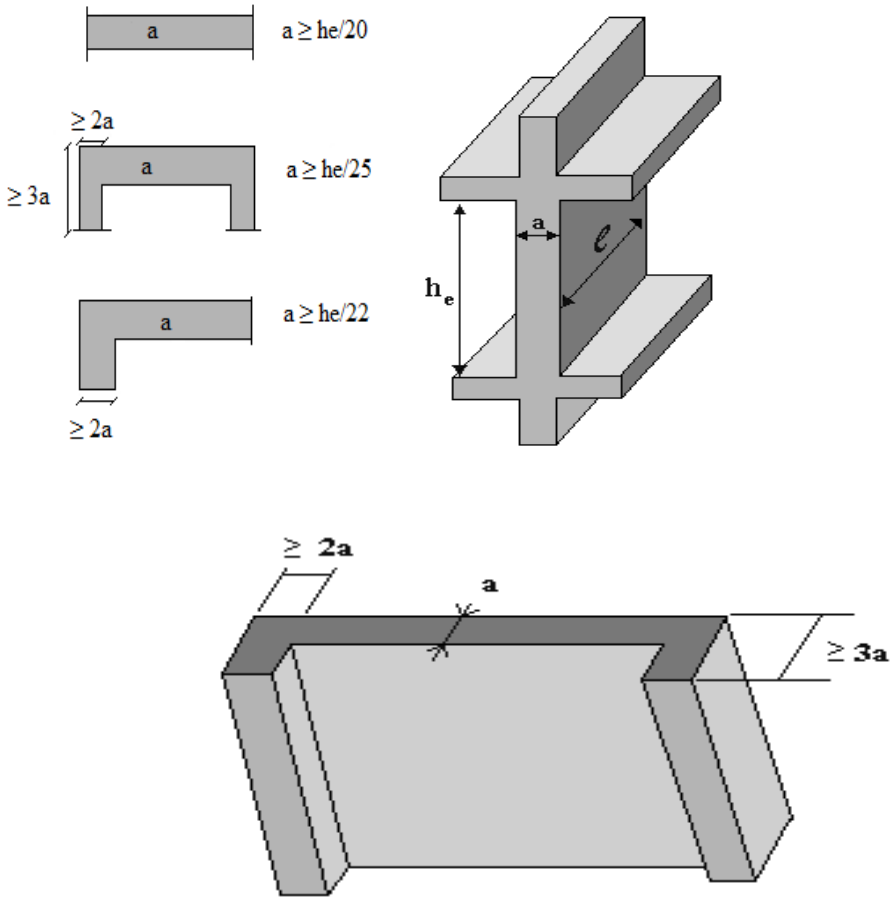


Figure II-10 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Donc :

a≥ Max (15 cm ; he/25; he/22).

Donc : a≥{15 cm ; he/22 } .

Tableau II-10 : Pré dimensionnement des voiles

Etages	He(m)	He/22 (cm)	a(cm)
Etage courant	2.61	11.8	15
RDC	2.95	13.4	15

On adopte **a=15 cm .**

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

Calcul des éléments secondaires

III.1. l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une plancher terrasse et soumise à un effort normal du à son poids propre et un moment à l'encastrement du 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.

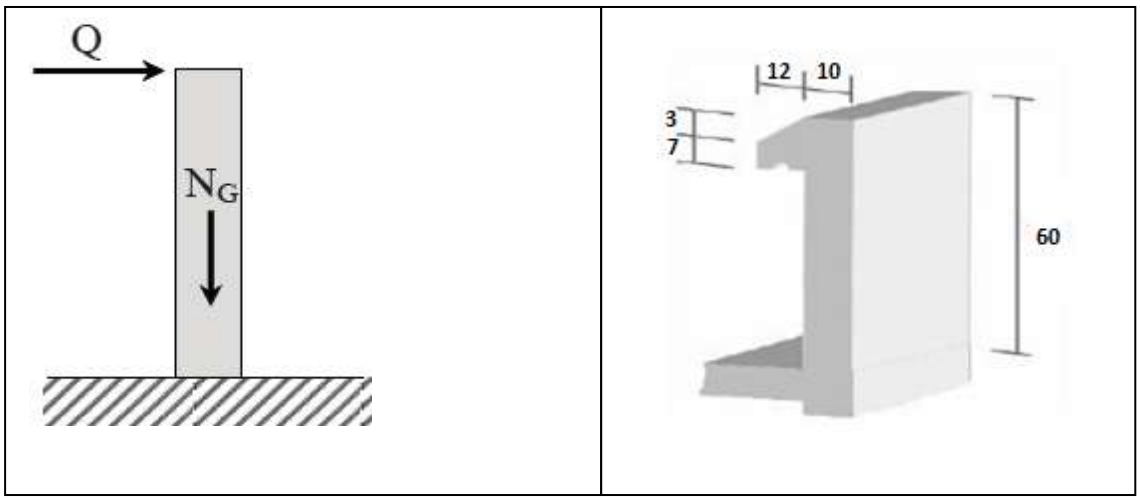


Figure III-1 : L'acrotère

III.1.1.charges permanentes et d'exploitations :

- Charge permanente G

G=(0.6*0.1) +(0.07*0.1) +(0.03*0.1/2)*25= 1.712(KN/ml)

- Charge d'exploitation Q
  Q=1(KN/ml)

III.1.2. Calcul des efforts :

Tableau III-1 : Les efforts

	ELU	ELS
Effort normal : N_U(KN)	1.35G = 2.311	G= 1.712
Effort tranchant : T_U(KN)	1.5Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : M_U(KN)	1.5*Q*h = 0.9	Q*h = 0.6

III.1.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100*10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistance caractéristique d matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III-2: Les données

Dimensions			**Résistance caractéristiques**		
Notations	Valeurs	Unîtes	Notations	Valeurs	Unîtes
B	100	Cm	F_{C28}	25	MPA
H	10	Cm	F_e	400	MPA
$\mathbf{C_1}$	2.5	Cm	Sollicitations		
$\mathbf{C_2}$	2.5	Cm	Notations	Valeurs	Unites
Longueur de flambement			N_U	2.311	KN
Notations	Valeurs	Unîtes	M_U	0.9	KN.m
$\mathbf{L_0}$	0.6	m	N_{ser}	1.712	KN
$\mathbf{L_f}$	1.8	m	M_{ser}	0.6	KN.m

III.1.3.a. A ELU :

- **Calcul de l'excentricité :**

A' l'attention de : $e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.900}{2.311} = 0.3894$ m =38.94 cm

On a:$e_0 = 38.94$ 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 limite 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.

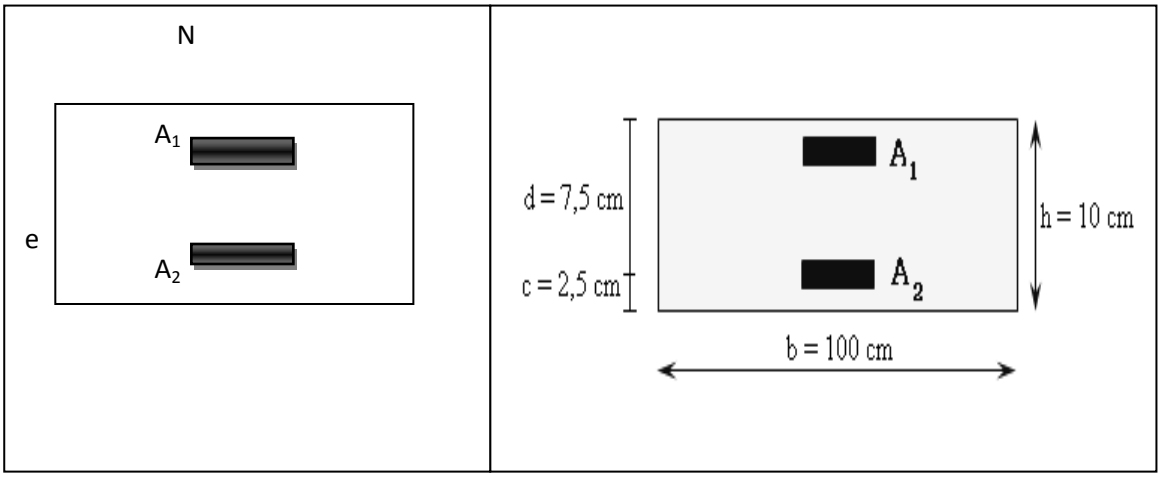


Figure III-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - c_2) \rightarrow e = 41.4$ cm

$M_1 = N * e = 0.958$ KN.m

- **Calcul des armateurs verticaux :**

Le calcul se fait en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_1}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ \beta = 0.994 \end{cases}$

$$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} = 0{,}370 \text{ cm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.303$ cm²

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

Donc: $\begin{cases} A = 0.303 \text{ cm}^2 \\ A' = 0\ cm^2 \end{cases}$

Etude en flexion compose.

$A = A_1 = 0$

$A = 0.303\ cm^2$

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10*100}{1000} = 1\ cm^2 > A = 0.303\ cm^2$

$A = 1\ cm^2$

On adopte : $\begin{cases} A1 = 4HA8 = 2.01\ cm2 \\ A2 = 4HA8 = 2.01\ cm2 \end{cases}$

Armatures de répartition :

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 :**

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

Srép=33 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1. 3.b. Vérification à l'ELS :

Donnés : $\begin{cases} Nser = 1.712\ KN \\ Mser = 0{,}6\ KN.m \end{cases}$

Calcul de l'excentricité :

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.712} = 35.05\ cm^2$

$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5\ cm < e_0 = 35.05\ cm$

On doit vérifier l'inégalité ci contre : $\frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: $B_o = b*h + 15 (A + A') \Rightarrow B_o = 1030{,}15\ cm^2.$

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0} [\frac{bh^2}{2} + 15 (A' c + Ad)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073\ cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\ 2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow I = 8516.25\ cm^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

$M'_G = N_{ser} * CG'$

$CG' = CG + GG' = CG + (\upsilon_1 - (\frac{h}{2})) = e_0 - \frac{h}{2-c} + (\upsilon_1 - \frac{h}{2}) = 35.05$cm

$\frac{M'_G}{N_{ser}} = CG'$ donc CG' = 35.05 cm $> \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1.677$ cm

Alors : on à 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 :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

$P = -3c^2 - 90\frac{A}{b}(c - c') + 90\frac{A}{b}(d - c)$……..[4]

$q = -2c^3 - 90\frac{A}{b}(c - c')^2 - 90\frac{A}{b}(d - c)^2$ …….[4]

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

$C = h/2 - e = -37.42\text{cm} < 0.$

$\begin{cases} P = -2641.08\ \text{cm2} \\ P = -2641.08\ \text{cm2} \end{cases}$

Donc l'équation devient :

$$y_2^3 - 4047.29\,y_2 + 98262.14 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 171.98° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 59.34cm \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont :

$$y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 32.06\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -59.27\text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 27.21\text{ cm} \end{cases}$$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante : $0 < y_1 = y_2 + c < d$

y : Distance enter la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$y_2 = 32.06$ cm

Donc $y_1 = y_2 + c = 2.01$ cm

$$S_{xx'} = \frac{1}{2}by_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 36.48\,\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1712}{36481} = 0.0469\text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\,y_1 = 0.0469 \times 2.01 = 0.942\text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0469 \times (75 - 20.1) = 38.62\text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = 38.62\text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\text{ MPa}$$

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

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

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 :

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'usage , zone II_a)

C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A page 43 tab. 6.1)

W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de langueur.

A=0.15 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.712 KN.

F = 4*0.15*0.8*1.712 = 0.821 KN

$F_P = 0.821\ KN < 1.5\ Q = 1.5KN$……CV

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

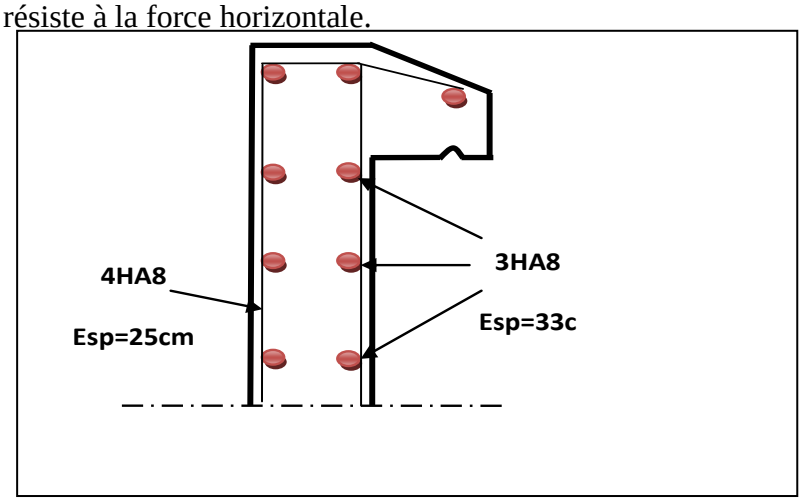


Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

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

Poutrelles en béton armé, disposées parallèlement de65cm d'espacement.

Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.

Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm 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 : ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :20cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm

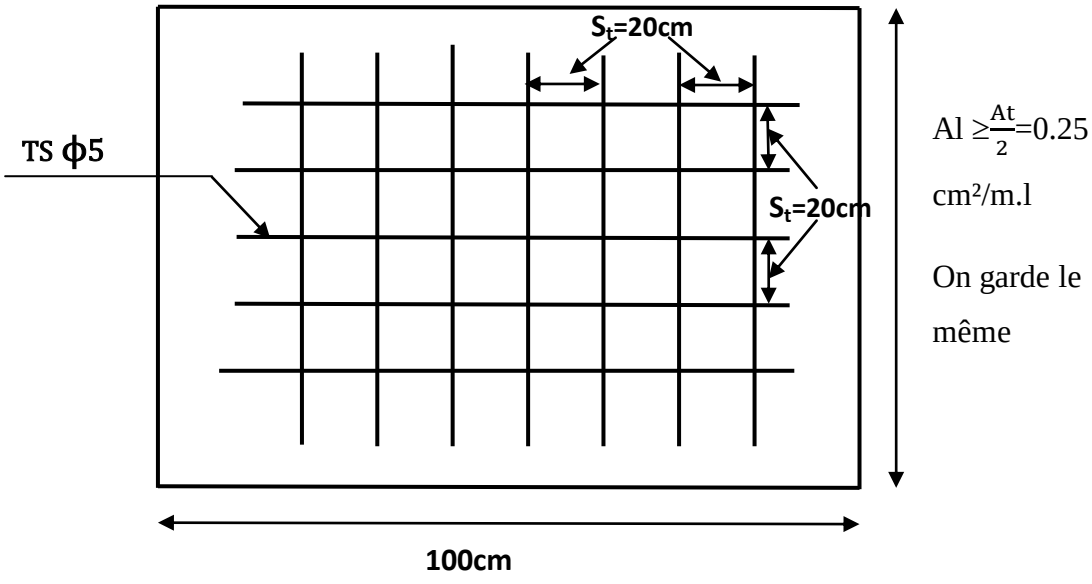
La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (65cm dans notre ouvrage).fe : nuance de l'acier FeE400 (fe=400), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

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



$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l$

On garde le même

ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 :de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacements 20cm x 20cm.

ures 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 poutrelles est S=0.65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.1. 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'intencité est la plus grande de 1KN.ou (0.5*L) KN , qui représente le poids d'un ouvrier.

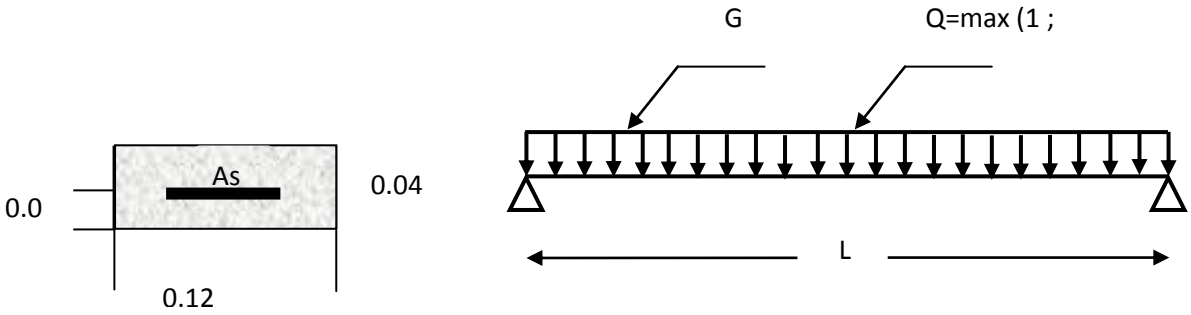


Figure III-5: Schématisation de la poutrelle avant coulage

Les charges de la poutrelle avant coulagepourune section de 12*4 cm^2 :

L=4.95m

Poids de poutrelle : 0.12*0.04*25=0.12KN/ml

Poids des corps creux : 0.65*1=0.65KN/ml

G=0.77 KN/ml

Q= max (1 ; 0.5L)= 2.475 KN/ml

b=12 cm . d=0 .9h .h=4cm $\bar{\sigma}_b = 14.2$

Le calcul en flexion simple nous octroie :

$M_G=\frac{GL^2}{8} = 2.35$ (KN.m)

$M_Q=\frac{QL}{4} = 3.06$ (KN.m)

$M_U=1.35M_G+1.5M_Q=7.76$ (KN.m)

$\mu = \frac{M_U}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{7.76*10^6}{14.2*120*36^2} = 3.514 \gg \mu_l = 0.392$

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.

III.2.2.1.a. Calcul des étaiements :

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombred'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, ondétermine alors "μ" pour la comparer avec "μl", si ce coefficient est supérieurdu premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième etainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur aucoefficient de frottement limite.

Tableau III-3. Calcul de nombre d'étaiement

Nombre des étaiements	L m	G KN	Q KN	M_G KN.m	M_Q KN.m	M_U KN.m	μ	$\mu > \mu_l$=
0	4.95	0.77	2.48	2.36	3.06	7.78	2.53	C.N.V
1	2 .47		1.53	0.5 9	0.95	2.22	1	C.N.V
2	1 .23		1	0.18	0.3	0.7	0.316	C.V

Avec :

μ_l= 0.392

Alors il faut prévoir 2 étaiements le longe de la travée espacés de 1.23 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

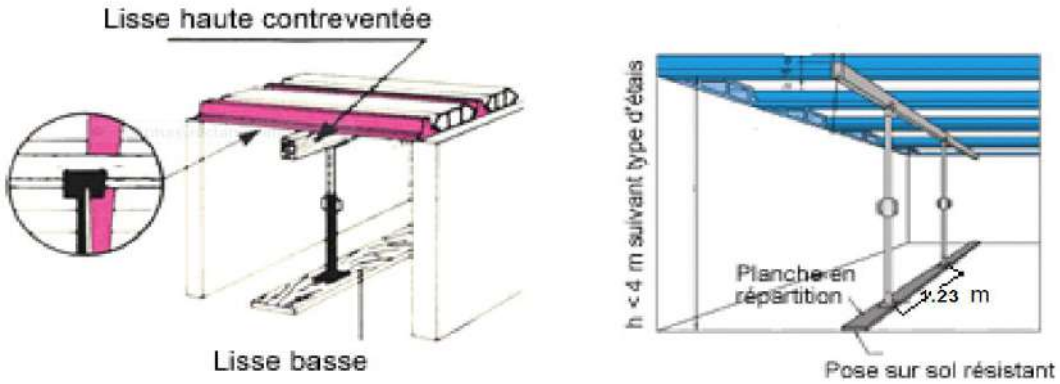


Figure III-6: disposition des étaiements

III.2.2.2. Apres coulage :

III .2.2.2.A. Calcul des poutrelles :

Choix de la méthode :

Les moments en travées et aux appuis ainsi que les efforts tranchant seront déterminés par l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode Caquot.

a) Méthode forfaitaire

Condition d'application :

$$1-\ Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000\text{N}/\text{mm}^2 \end{cases}$$

2 - Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux toutes les travées (CV).

3- le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25 (CNV).

4 - La fissuration est peu nuisible.

Donc la solution ce fait par la méthode CAQUOT :

b) Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

A/ portée fictive:

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} l \text{ puor une travée de rive avec simple appui de rive} \\ 0.8\ L \text{ pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité : On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$k_e = \frac{l_e}{l'_e} k_w = \frac{l_w}{l'_w} \text{ et } \text{où} \frac{k_w}{k_e} = \gamma \text{ donc :} \gamma = \frac{l_w l'_e}{l_e l'_w}$$

Cas particulier: Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

Le coefficient de rigidité:$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$

Le moment aux appuis:$M_{app} = \frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$

RMQ : on prend les moments des appuis du rive comme semi encastrement

Mapp=0.2 M0 (M0 : moment isostatique)

Le moment en travée: La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment :

a)Une seule travée : à mi-travée (x =L/2) comme moment maximum en travée:

$$M_t = M_0 - \frac{Me + M_w}{2}$$

b)Deux travée et plus : ($\frac{dMt}{dx}$=0) comme moment maximum en travée:

$$M_t(x) = \frac{p.l}{2}x + \frac{M_w - M_e}{2}x - \frac{px^2}{2} - M_w$$

Avec :

- P : Charge répartie de la travée.
- M_0 : moment isostatique.
- M_W ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_W : Charge répartie {gauche de l'appui considéré.
- qe : Charge répartie {droite de l'appui considérée.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant {gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant {droite de l'appui considéré.

Tableau III-4 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (KN/m)	Q (KN/m)	Q_u (KN/m)	Q_{ser} (KN/m)
Terrasse	4.225	0.65	6.678	4.875
RDC et PC	3.874	0.975	6.692	4.849

III.2.2.2.B Calcul des sollicitations :

❖ **poutrelles à 5 traves :**

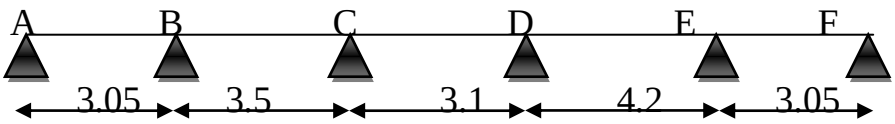


Tableau III-5: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées

	traves	M0u (KN*m)	Me (KN*m)	Mw (KN*m)	Mtu (KN*m)	Te (KN)	Tw (KN)
ELU	AB	23,90	-12,25	-14,40	10,58	-22,47	21,49
	BC	17,34	-11,63	-12,25	5,40	-13,59	13,35
	CD	21,75	-10,76	-11,63	10,56	-21,18	20,76
	DE	14,44	-7,55	-10,76	5,28	-12,97	11,61
	EF	9,21	-5,55	-7,55	2,66	-14,38	12,90
ELS	AB	16,85	-8,84	-10,15	7,35	-15,80	15,19
	BC	12,84	-8,41	-8,84	4,22	-10,06	9,89
	CD	15,34	-7,75	-8,41	7,26	-14,94	14,63
	DE	10,70	-5,52	-7,75	4,06	-9,58	8,63
	EF	6,49	-3,91	-5,52	1,78	-10,21	9,02

❖ **ELU :**

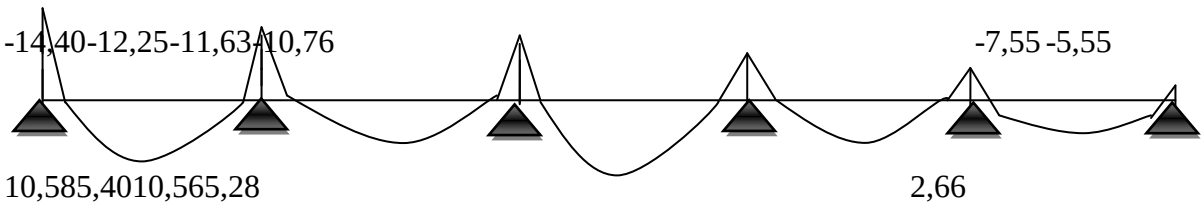


Figure III-7 : Diagramme des moments dans la poutrelle à5 travées (ELU)

❖ **ELS :**

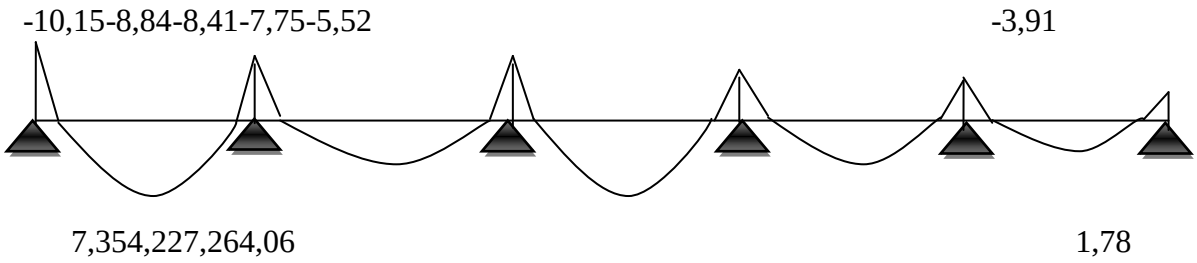


Figure III-8: Diagramme des moments dans la poutrelle à5 travées (ELS)

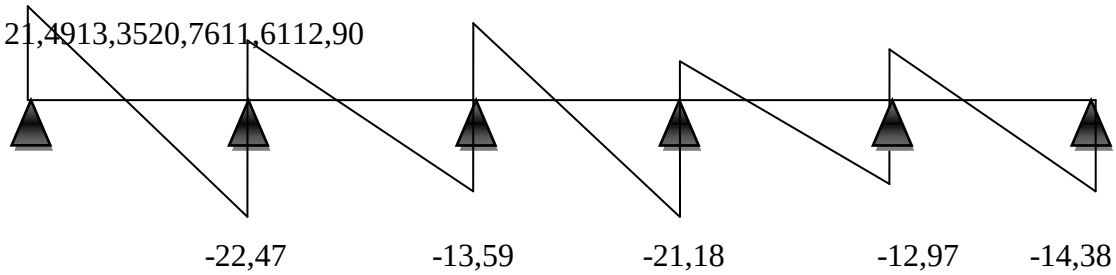


Figure III-9 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 5 travées (ELU)

❖ **ELS :**

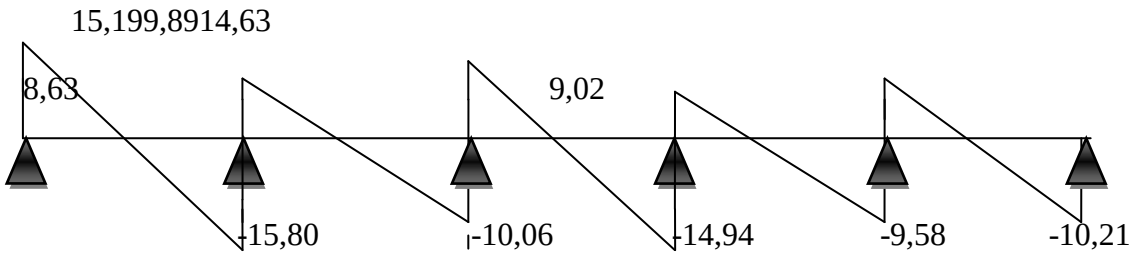


Figure III-10 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 5 travées (ELS)

Tableau III-6 : Récapitulations des efforts internes

Sollicitation	Niveau	ELU			ELS	
		M_{au} KN.m	M_{tu} KN.m	T_u KN	M_{as} KN.m	M_{ts} KN.m
	Terrasse	8 .79	7.89	16.31	5.74	5.74
	RDC et PC	8.05	8.86	16.37	5.81	5.81

III.2.2.2.C. 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 :

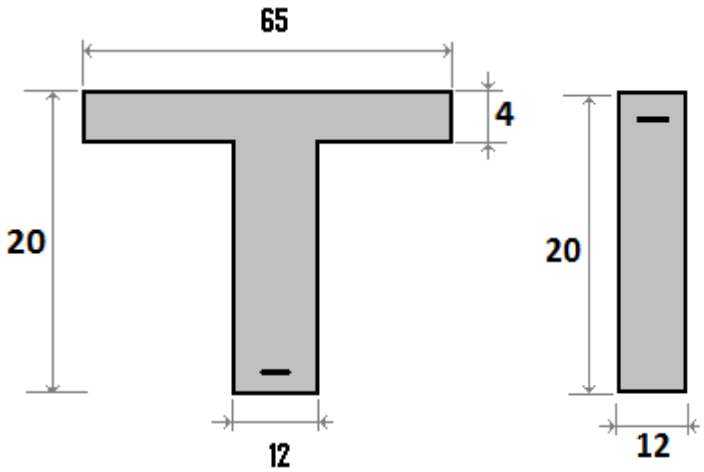


Figure III-11: Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

- **Calcul des armatures :**
  - **Etage courant :**

Tableau III-7 : Calcul des armatures

		En travée section en T	Aux appuis section Rectangulaire
ELU	M_U (KN.m)	8.86	8.05
	M_0 (KN.m)	M0=b*h0*σbadm*(d-(h0/2)) =59.07 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire .	
	μ	0.16	0.145
	μ_l	0.392	0.392
	$\mu < \mu_l$	C.V	C.V
	β	0.912	0.921
	A(cm^2)	1.55	1.39
	Le choix	3HA10=1.57cm^2	3HA10= 1.57cm^2
ELS	M_{ser} (KN.m)	5.81	5.81
	σ_{badm}(Mpa)	15	15
	Y_1 (cm)	4.28	6.66
	I_G (cm^4)	6166.32	4210.05
	K (N/cm^3)	0.94	0.13
	σ_b (Mpa)	2.14	0.86
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	C.V	C.V

Après voire fait les calcules nécessaires en flexion simple. Les résultats sont :

Section d'armature$\begin{cases} \text{Entravée At} = 3\text{HA10} = 8.36 \\ \text{Auxappuis Aa} = 2\text{HA10} = 1.57 \end{cases}$

✓ Pour les appuis des poutrelles on utilise lesarmatures de montage de barre de ϕ 8.

- **Armatures transversales :**

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

EspacementS_t :[ART A.5.1.2.2 CBA93]

$$St \leq \min\begin{cases} 0.9d \\ 40cm \end{cases} = (16.2\ ;\ 40cm)$$

Donc : St =15cm.

- **Diamètre des armatures transversales** ϕ_t :

  $\phi_t \leq \min \left\{\frac{h}{35}\ ;\ \phi 1\ ;\ \frac{b0}{10}\right\} = \{6.28\ ;\ 14\ ;\ 12\ \}$

  on adopte $\phi_t \leq 6.28$ on prendϕ_t =6mm $\rightarrow \frac{\pi \emptyset_t^2}{4}$

  a_t : section d'une barre et n_t : nombre des barres

  $\rightarrow a_t\, n_t = 0.56\ cm^2$ donc :$a_t = 0.28cm^2$ et n_t =2.

  Donc :A=2 ϕ6

III.2.2.2.D : Vérification au cisaillement : [1]

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.

- **EC :**

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{16.37*10^3}{120*180} = 0.75\ MPa \leq \overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3.33$$

Vérification nécessaires :[1]

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24\,\text{MPa} \geq 0.4\,\text{MPa} \qquad \textbf{(C.V)}$$

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

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

III.2.2.2.E. 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-8 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1er condition	2em condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.2 / 4.95 = 0.04 Mt/(15Mo)=7.89/(15*21.96)=0.041	ρ=A/(bo*d)=1.57/(12*20) =0.0065 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

L=4.95 m <5 m $\Rightarrow \bar{f}$ == (495/500)=0.99 cm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 4418.85\ cm^4$$

Tel que : $\begin{cases} \beta = \text{bo/b} = 12/65 = 0.184 \\ \alpha = \text{ho/h} = 4/20 = 0.2 \end{cases}$

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 6.5 * 10^3 * 4.95^4}{384 * 32164.2 * 10^6 * 4418.85 * 10^{-8}} = 0.035\ m$$

$f = 0.35\ cm < \bar{f} = 0.99\ cm \Rightarrow$ Condition vérifiée.

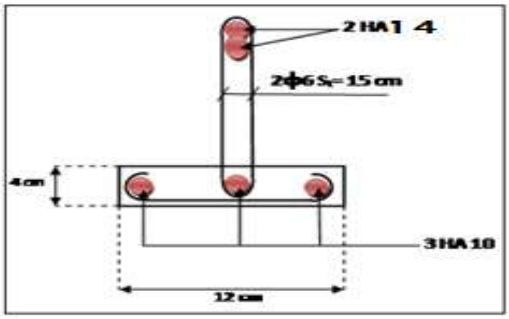


Figure III-12 : Ferraillage des poutrelles

III.3. Les escalier:

III.3.1. Définition:

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.

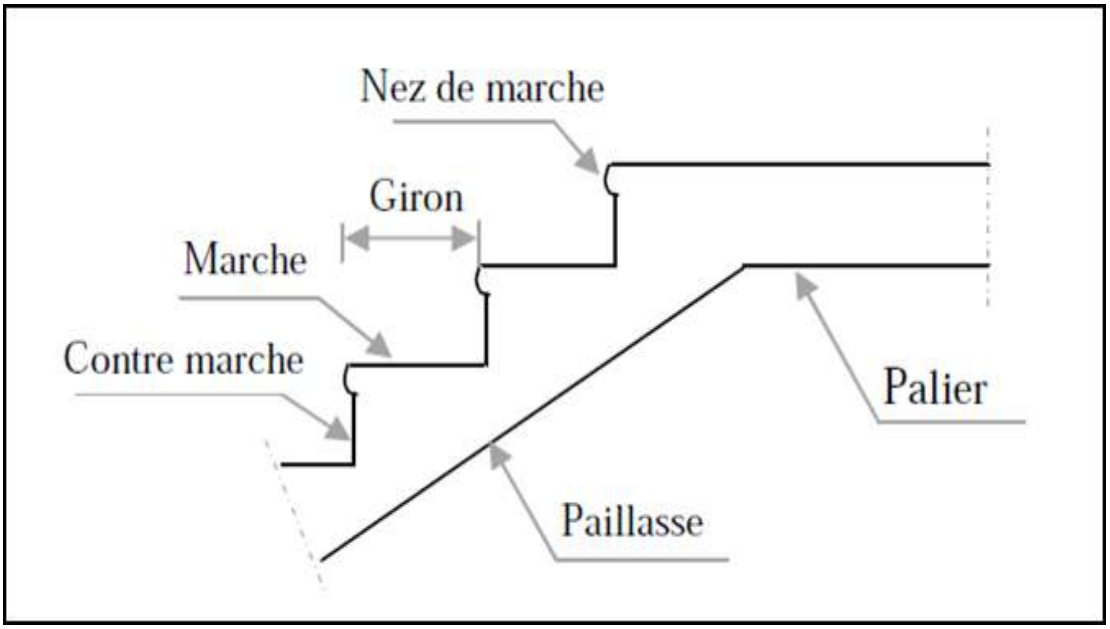


Figure III-13 : coupe d'un escalier

III.3.2. Calcul de l'escalier

Dans la présente étude on fait référence à l'escalier de tous les types on a une seul forme de 2 volées et on a la déférence de hauteur d'étage.

Hypothèses de calcul

- Les escaliers sont à l' abri des intempéries, donc la fissuration sera considérée comme peu préjudiciable, ce qui conduit à un calcul de ferraillage à l'ELU suivie d'une vérification des contraintes à l'ELS,
- L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchie de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique.

Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tient compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

Escalier a 2volées :

Pour ce type on doit étudier le ^{lier} cas celle de RDC et on adoptera le même ferraillage pourles escaliers des autre niveaux par ce que on n'a pas d'une grands différence dans ce type.

III.3.2.1 Pré dimensionnement :

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.7m
- largeur de la marche : g = 30cm
- nombre de contre marche correspondant =8
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

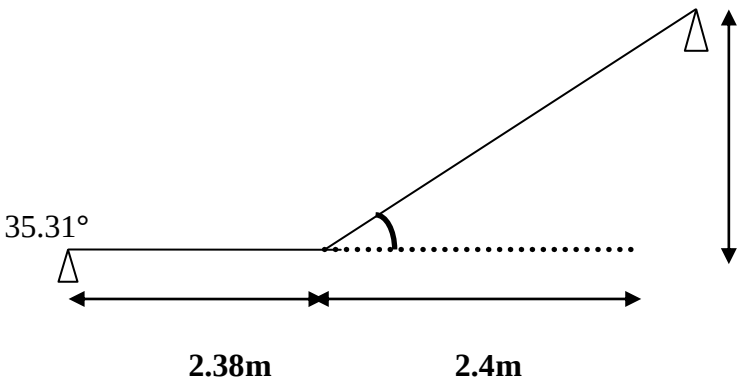


Figure III-14:Dimensions de l'escalier

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

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

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

tg α = H / L = 1.7/2.4 = 0.7

donc : α =35 .31°

$L_0=\sqrt{1.7^2+2.4^2}$ = 2.94 m

l =2.94+2.38 = 5.32m

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

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ ⇨ 15 ≤e≤ 0.17

On adopte: e = 16cm

III.3.2.2 Evaluation des charges et surcharges :

A. Charges permanentes :

Tableau III-9:Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (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	0.16	25	4
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				**5.74**

Tableau III-10 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (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 de la paillasse	0.16 / cos α	25	**4**
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	**2.125**
6	Enduit ciment	0.02	18	**0.36**
G				**7.33**

B. Charge d'exploitation :

$Q = 2.5KN/m^2$

III.3.2.3 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-11 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier 1	6.74	2.5	11.5	**8.24**
Paillasse	9.74	2.5	13.64	**9.83**

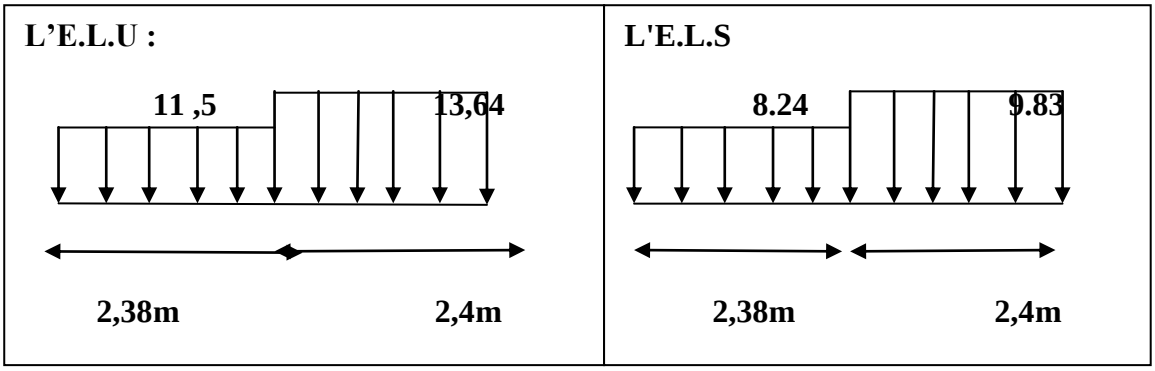


Figure III-15: Schéma statique à l'E.L.U et l'ELS

Tableau III-12 : Récapitulation des efforts de l'escalier

	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)	T (kN)
ELU	17,92	30,47	31.33
ELS	12,88	21,90	22,54

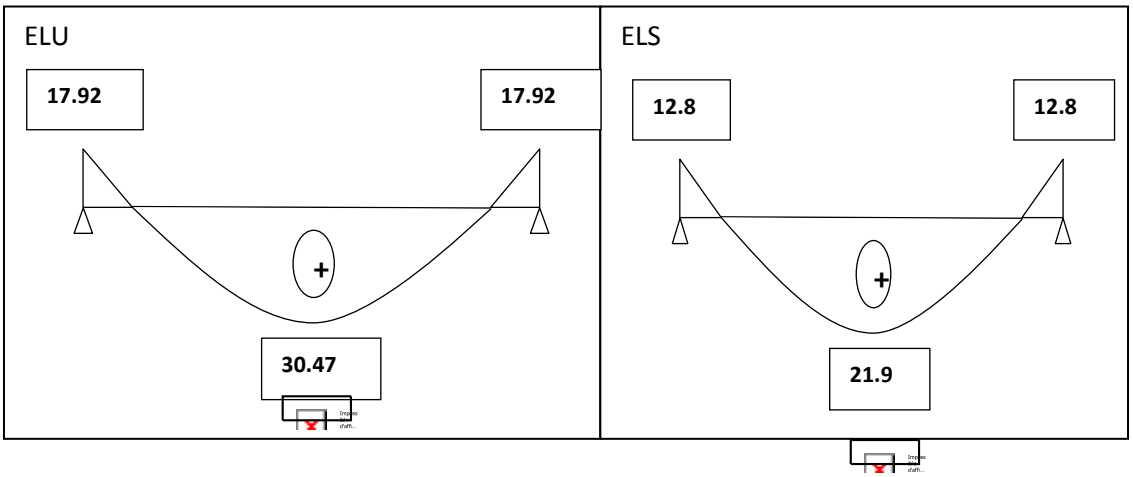


Figure III-16 Diagramme de moment à l'E.L.U et l'ELS

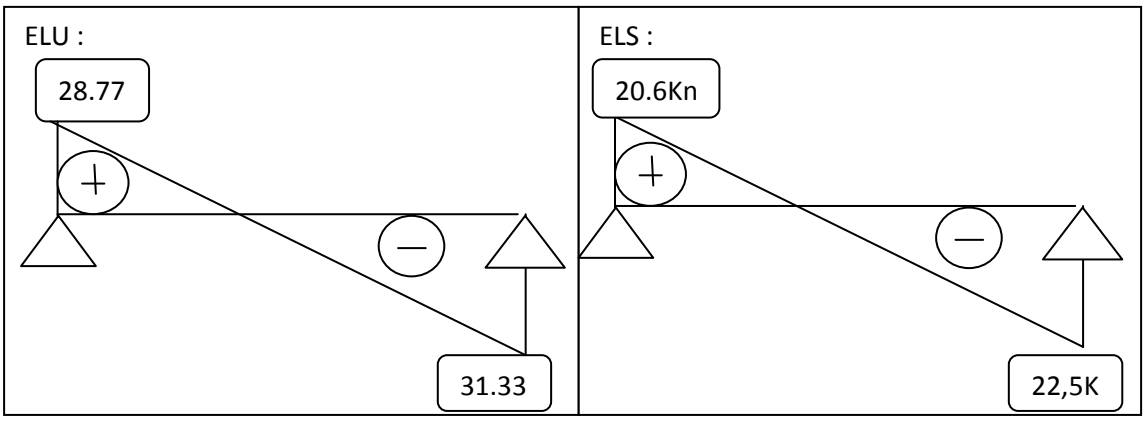


Figure III-17: Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U et l'ELS

III.3.2.4 Ferraillage des escaliers :

Tableau III-13: les donnés

Beton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b = 1.5**	**σ_{bc} = 14.2 Mpa**	**c = 2.5 cm**
	f_{t28} = 2.1 Mpa	b = 100 cm	h= 16cm	d=13.5 cm
acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348Mpa

Tableau III-14 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	30.46	0.118	0.937	6.93	0.00	6HA14=9.23
En appuis	17.92	0.069	0.972	3.93	0.00	4HA12=4.52

III.3.2.4.A. Condition de non fragilité :

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

En travées : $\mathbf{A}= 9.23 \geq \mathbf{A_{min}} = \frac{100 \times 16}{1000} = 1.6\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $\mathbf{A}= 4.52 \geq \mathbf{A_{min}} = \frac{100 \times 16}{1000} = 1.6\ cm^2$ (c.v)

III.3.2.4.B. Les armatures de répartition :[1]

Tableau III-15 :Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{9.32}{4} = 2.3$	3HA 10 = 2.35 cm^2
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	3 HA 10 = 2.35cm^2

III.3.2.3.4.C. Vérification de l'espacement :

Tableau III-16 Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=16cm ≤ min[3h;33cm]=33cm	St=16cm ≤ min[3h;33cm]=33cm
En appuis	St=16cm ≤ min[4h;45cm]=33cm	St=25cm ≤ min[4h;45cm]=33cm

III.3.2.4.D. Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} = \frac{31.33 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.23$ Mpa

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.241$ Mpa $< \overline{\tau}_u = 3.33$ Mpa(c.v)

III.3.2.4.E. Vérification à l'E.L.S :

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

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

Tableau III-17 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm^2)	9.23	4.52
M_{ser}(kN.m)	21.9	12.88
Y (cm)	$50y^2+15Ay-15Ad=0 \Rightarrow y=4.88$	$50y^2+15Ay-15Ad=0 \Rightarrow y=3.65$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=14161.24$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=8199.02$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	**15**	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 7.55$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.74$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	CV	CV

III.3.2.4.F. Vérification de la flèche :

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

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{16}{532} = 0.03 > 0.042$ (c.n.v)

$\frac{A}{db_0} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.23}{100 \times 13.5} = 0.0068 \leq \frac{2}{400} = 0.005$ (c .n .v)

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

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

Il faut avoir :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f} \quad : \quad \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{1000} \ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$$

❖ **pour les flèches dues aux charges instantanées :**

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

$E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$, $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$ $\lambda_i = \frac{0.05. f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$

$\rho = \frac{A}{b.d}$ $\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$

❖ pour les flèches dues aux charges de longues durées :

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

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$

❖ Détermination de l'axe neutre :

$Y_G = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{b.h + 15} = 9.08$ cm

❖ Moment d'inertie de la section totale :

$I_0 = b/3 \left[y^3 + (h-y)^3 \right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 38711.14\ cm^4$

Tableau III-18 : Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M_S (KN.m)	ρ	σs (Mpa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
9.23	21.9	0.01	348	0.47	9.08	38711.14
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF <F_{adm}
17471.43	27038.06	11.04	21.39	10.35	10.64	oui

III.3.3. calcul de la poutre palière:

la poutre palière par définition est un élément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment ou d'un tablier de pont. Une poutre reçoit des actions mécaniques (efforts et moment, ponctuels ou linéiques), et les transmet sur des appuis.Elle est soumise en même temps à la flexion simple due à son poids propre et à la torsion due au moment sur appui du palier de repos.dans notre projet on a une poutre brisé.

III.3.3.1. Pré dimensionnement :

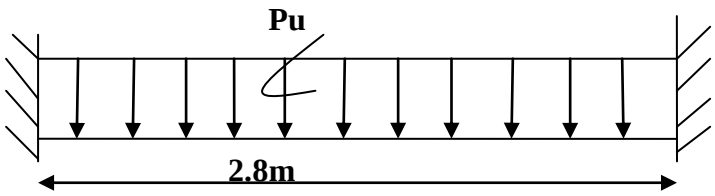


Figure III-18 : Schéma de la poutre palière

Tableau III-19:Pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 2.8 m ⇒18 cm ≤ h ≤28cm on adopte h=30 cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0.107) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 30cm ; b = 30 cm

III.3.3.2. Evaluation des charges:

- le poids propre: P_P=(0.3×0.30)× 25 P_P=2.25 Kn/m
- Réaction d'escalier : ➔ $Ru = 31.33KN$, $Rs = 22.54KN$
- **➔P_u=34.36KN/m**
- **➔P_s = 24.79 KN/m**

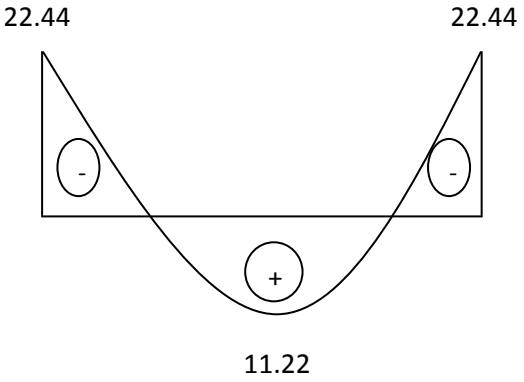
III.3.3.3Calcul des efforts:

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-20 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	48.1	-22.44	11.22
ELS	34.70	-16.19	8.1



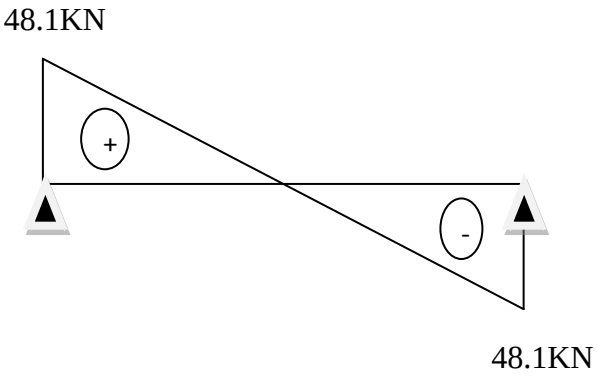
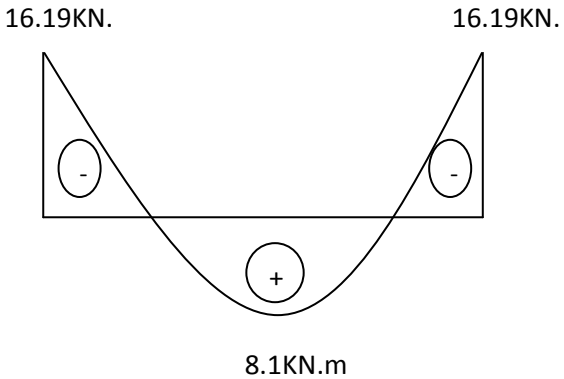


Figure III-19: Diagramme de moment à l'E.L.U

Figure III-20 : Diagramme d'effort tranchant à l'E.L.U



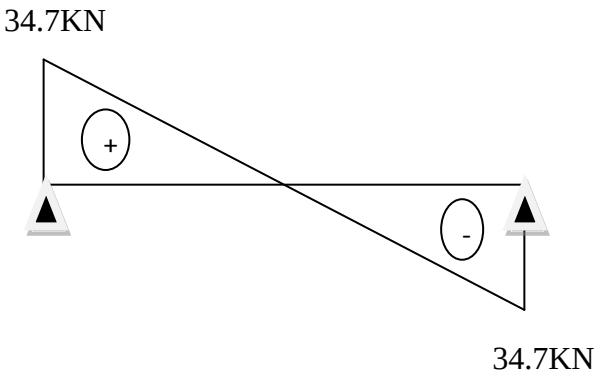


Figure III-21:Diagramme de moment à l'E.L.S

Figure III-22:Diagramme d'effort tranchant l'E.L.S

III.3.3.4. Ferraillage de la poutre palière:

Tableau III-21:Les données

béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b = 1.5**	**σ_{bc} = 14.2 MPa**	**c = 2.5 cm**
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 30cm	d=27.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348MPa

Tableau III-22:Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	11.22	0.034	0.98	1.2	0.00	4HA10=3.14
En appuis	22.44	0.07	0.972	2.41	0.00	4HA10=3.14

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité : [1]

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

$A=Max\left[A_{calculé}\,;A_{min}\right]$

En travées: $A = 3.14cm^2 \geq A_{min} = \frac{30\times 30}{1000} = 0.9\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 3.14cm^2 \geq A_{min} = \frac{30\times 30}{1000} = 0.9\,cm^2$ (c.v)

III.3.3.4. B. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{34.7\times 10^3}{300\times 275} = 0.42\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.42\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ (c.v)

III.3.3.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]

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

$$a = Min\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = Min\left[25.5\,cm\,;\, 24.75\,cm\right] = 24.75\,cm$$

$$V_u = 34.7KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 247.5 = 297\ KN \ldots..(c.v)$$

III.3.3.4.D. Vérification au voisinage de l'appui: [1]

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

$$\frac{2 \times 34.7 \times 10^3}{300 \times 247.5} = 0.93 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \ldots\ldots.(c.v)$$

$$A = 3.14\ cm^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 34.7 \times 10^3}{400} = 0.99 cm^2 \ \ldots..(c.v)$$

III.3.3.4.E. Armatures transversales: [1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 8.57\ mm\,;\ \varphi_l = 14\ mm; \frac{b_0}{10} = 30\ mm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 8.57\,mm$$

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

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

III.3.3.4.E.1. Vérification du R.P.A 99: [2]

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

En zone nodale : $S_t \le \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 7.5\,cm\,;\, 14\varphi_t = 11.2\,cm\right]$

En zone courant : $S_t \le \overline{S}_t = \left[\frac{h}{2} = 15\,cm\right] \begin{cases} \overline{S}_t = 7.5cm & (\text{zone nodale}) \\ \overline{S}_t = 15\,cm & (\text{zone courante}) \end{cases}$

On adoptera les valeurs suivantes:

$$\begin{cases} S_t = 5\,cm & (\text{zone nodale}) \\ S_t = 15cm & (\text{zone courante}) \end{cases}$$

On a A_t= 1 cm².

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\,cm^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra A_t = 4 T 8 = 2 cm².

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

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

avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50} = 0.013 \ge \frac{1.15(0.42 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} =$ -6.7× 10^{-4}(c.v)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150} = 0.0044 \ge \frac{1.15(0.42 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} =$ -6.7× 10^{-4}(c.v)

- $A_t \ge A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$ **[1]**

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \ge A_{min} = \frac{0.4\times30\times50}{400} = 0.15cm^2$ …(c.v)

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \ge A_{min} = \frac{0.4\times30\times150}{400} = 0.45\,cm^2$ ….(c.v)

III.3.3.4.F. Vérification à l'E.L.S : [1]

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

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

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

Tableau III-23:Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm^2)	**3.14**	**3.14**
M_{ser} (kN.m)	8.1	16.19
Y (cm)	$12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 8.4$	$12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 8.46$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 32115.44$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 31115.44$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	**15**	
σ_b (mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 2.96$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4.4$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

III.3.3.4.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-24:Vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 2.8= 0.107 Mt/10 Mo=8.1/(10*24.3)=0.033	ρ=A/(bo*d)=3.14/(30*27.5)=0.0038 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Condition vérifiée	Condition vérifiée

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

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

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

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

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

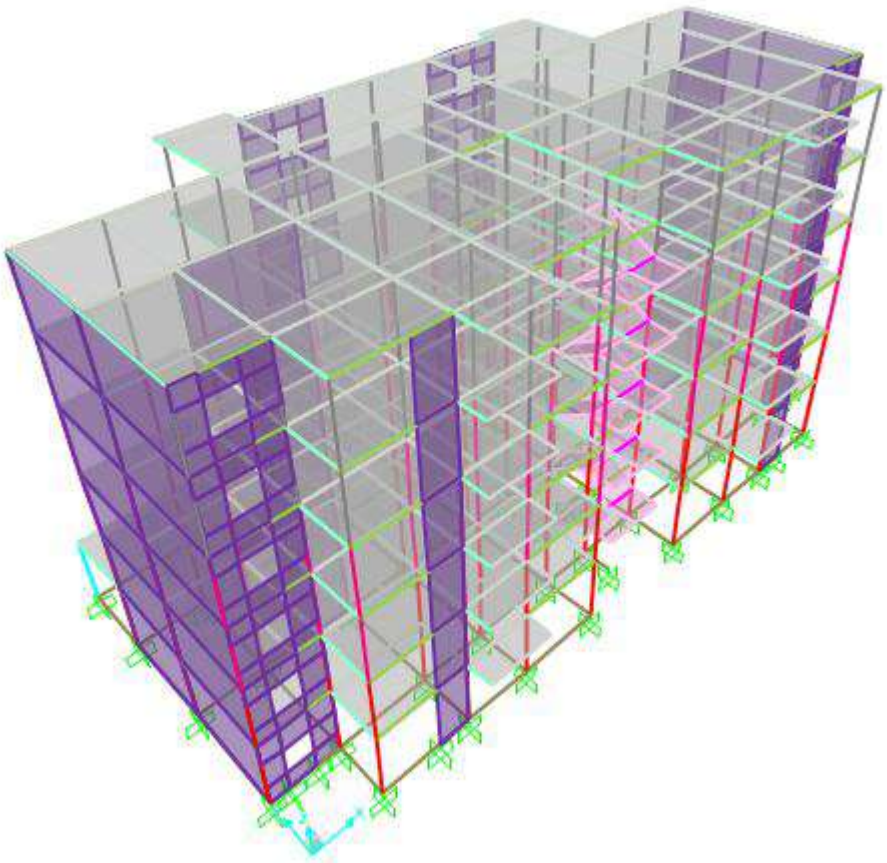


Figure IV-1: Vue en 3D de la structure

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure: [Art 3.5.1-a RPA99v2003]

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.a. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).
Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

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

Tableau IV-1: Calcul du centre de masse

Niveau (m)	Wi	$Wi*X_G$	$Wi*Y_G$	XG (m)	YG (m)
3,4	6442,707	110070,428	51262,6868	17.0845	7.9567
6,46	5528,781	94512,8526	41537,1788	17.0947	7.5129
9,52	5508,985	94159,5716	41262,2977	17.0920	7.4900
12,58	5449,632	93145,6551	40838,9972	17.0921	7.4939
15,64	5371,314	91798,979	40318,1571	17.0906	7.5062
18,7	4584,823	78458,7006	34210,5738	17.1127	7.4617

IV.2.b. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes : $XT = \frac{\sum I_{yi}*Xi}{\sum I_{yi}}$ $YT = \frac{\sum I_{xi}*Yi}{\sum I_{xi}}$

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_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - ♦ Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$ **[4]**

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & si\ n \le 11 \\ a_n = 1 & si\ n > 11 \end{cases}$$

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:

IV.3. Excentricité :

Tableau IV-2: Calcule du centre de torsion

Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	∑ Ix*Xi	∑ Iy *Yi	Xi (m)	Yi (m)
3,4	4.906E+06	1.697E+07	87263512,6	1,63E+08	17.7871	9.5917
6,46	1.587E+06	9.476E+06	27648237,9	8,21E+07	17.4217	8.6681
9,52	8.405E+05	4.849E+06	14587297,8	4,12E+07	17.3555	8.4957
12,58	4.770E+05	2.763E+06	8290641,6	2,35E+07	17.3808	8.4872
15,64	2.916E+05	1.275E+06	5076231,12	1,06E+07	17.4082	8.3043
18,7	1.011E+05	5.548E+05	1765357,65	4,18E+06	17.4615	7.5281

IV.3.a. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $E_x = |X_T - X_G|$ $E_Y = |Y_T - Y_G|$

Tableau IV-3: Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau (m)	XG (m)	Xi (m)	$E_{x\ théo}$(m)	YG (m)	Yi(m)	$E_{y\ théo}$ (m)
3,4	17,0845	17.7871	0.703	7,9567	9.5917	1.635
6,46	17,0947	17.4217	0.327	7,5129	8.6681	1.155
9,52	17,092	17.3555	0.264	7,49	8.4957	1.006
12,58	17,0921	17.3808	0.289	7,4939	8.4872	0.993
15,64	17,0906	17.4082	0.318	7,5062	8.3043	0.798
18,7	17,1127	17.4615	0.349	7,4617	7.5281	0.066

IV.3.b. Excentricité accidentelle : [RPA 99 V 2003 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. $\begin{cases} Ex = 0{,}05.Lx \\ Ey = 0{,}05.Ly \end{cases}$
- Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-4: Calcul de l'excentricité

	Direction X				**Direction Y**			
Niveau (m)	Lx	Ex theo	Ex	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	**Ly**	**Ey theo**	**Ey**	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
3,4	34,55	0.703	1,727	2,43	17,82	1.635	0,891	2,526
6,46		0.327		2,054		1.155		2,046
9,52		0.264		1,991		1.006		1,897
12,58		0.289		2,016		0.993		1,884
15,64		0.318		2,045		0.798		1,689
18,7		0.349		2,076		0.066		0,957

IV.3.c . Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 V2003 Art 4.3.7]

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

IV.4 . Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes

Pour le premier bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse SAP2000v17.

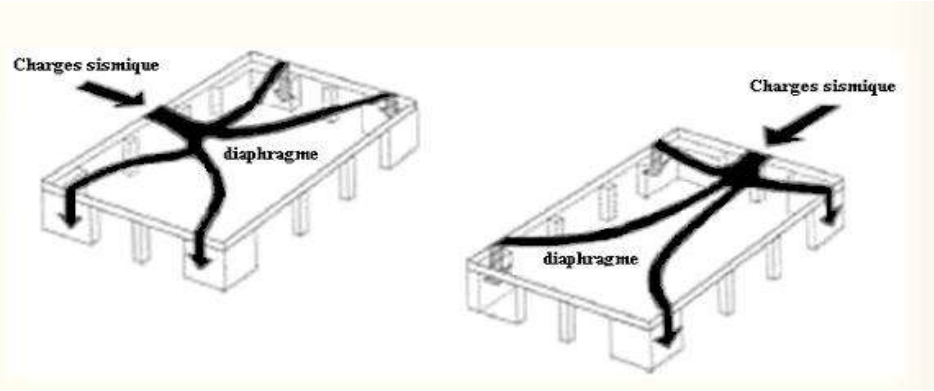
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.2.a. Principe :

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

IV.4.2.b. Modélisation: [RPA99 V2003Art 4.3.2]

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.4.2.b.1. Le spectre de réponse de calcul : [ART 4.3.3 RPA99V2003]

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

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

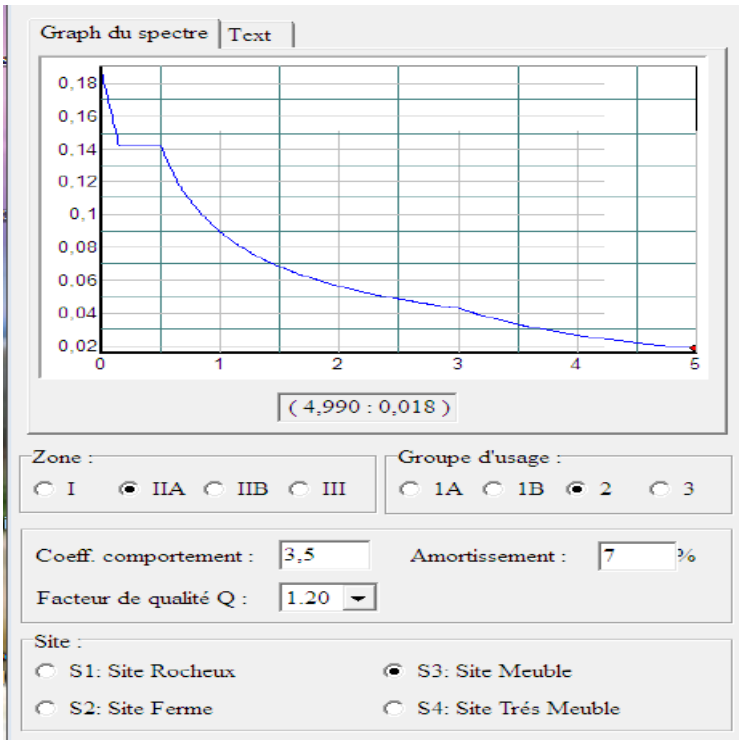


Figure IV-3 : Le spectre de réponse suivant x,y

a. Coefficient d'accélération A : [TAB.4.1 RPA99V2003]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :
(zone II_a, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,15

b. facteur de correction d'amortissement η:

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

$\xi = 7\ \%$ [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

c. coefficient de comportement R : [Art 3.4 RPA99 v2003]

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 = 3,5

d. facteur de qualité Q : [Tab.4.4 RPA99V2003]

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 :

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant : $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q = 1{,}2$

Tableau IV-5: Détermination du facteur de qualité

Critère q »	Qx	Qy
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0 ,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

IV.2.B. Périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

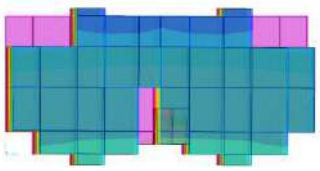
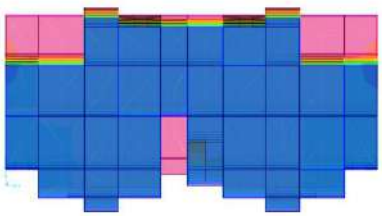
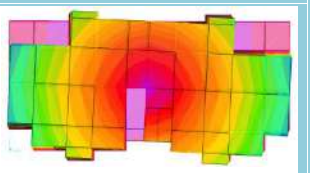
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- 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.5.1. Vérification de comportement :

Tableau IV-6 : Le comportement des trois premiers modes

	1er mode	2eme mode	3eme mode
Ux	69%	0%	0%
Uy	0%	74%	0%
Rz	0%	%	71%
Comportement modale			
Commentaire	Mode 01 : translation suivant l'axe X	Mode 02 : translation suivant l'axe Y	Mode 03 : rotation autour de l'axe Z

IV.5.2. Vérification de participation massique: RPA99V 2003, Art 4.3.4.a.

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

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

Tableau IV-7: Coefficient de participation massique

StepType	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Mode1	0,381322	69%	0%	69%	0%	0%	0%
Mode2	0,260968	0%	74%	69%	74%	0%	0%
Mode3	0,170115	1%	0%	70%	74%	71%	72%
Mode4	0,129014	0%	0%	70%	74%	0%	72%
Mode5	0,108096	0%	0%	70%	74%	0%	72%
Mode6	0,098278	19%	0%	89%	74%	0%	72%
Mode7	0,09582	0%	0%	90%	74%	0%	72%
Mode8	0,08783	0%	0%	90%	74%	0%	72%

Le mode retenu $\geq 3\sqrt{Nombre\ d'étage}$ [1]

Donc dans notre cas en prendre 8 modes.

- La participation massique attend plus de 90% suivant le sens X aux 7 eme modes.
- La participation massique attend plus de 90% suivant le sens y aux 11 eme modes.
- La participation massique attend plus de 90% suivant le sens Z aux 40 eme modes.

Avec un temps égal $t = \sum_{i=1}^{40} Ti$ = 3,295Sec

IV.5.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

[RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

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

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

$$\begin{cases} V_X = \dfrac{A.D_X.Q_X}{R}.W \\ V_Y = \dfrac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W \end{cases}$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,15

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$\begin{cases} T1 = 0{,}15\ s \\ T2 = 0{,}5s \end{cases}$ Tableau 4.7 (avec site S3)

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

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

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

$T = 0{,}09h_n/\sqrt{L}$ [Art 4.2.4] [1]

$\begin{cases} Tx = 0{,}28\ s \\ Ty = 0{,}39s \end{cases}$

D= 2.205

- R : coefficient de comportement global de la structure R = 3,5
- Q : facteur de qualité Q=1.2
- W : poids total de la structure $W = \sum_{i=1}^{n} Wi$

  Avec $Wi = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β = 0.2 tableau 4.5 [1]

W= 35522,782KN

$$V = \frac{0{,}15*2{,}205*1{,}2}{3{,}5}.35522{,}782 = 4028{,}28KN$$

Tableau IV-8 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (KN)	Vt (KN)	Vt /V	Vt/V≥0.8
X	4028,28	3546,4	0,880	C.V
Y	4028,28	3757,969	0,933	C.V

IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement :

IV.5. 4.1 Le moment de renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de renversement est égal à : $\begin{cases} M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \\ M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy} \end{cases}$

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

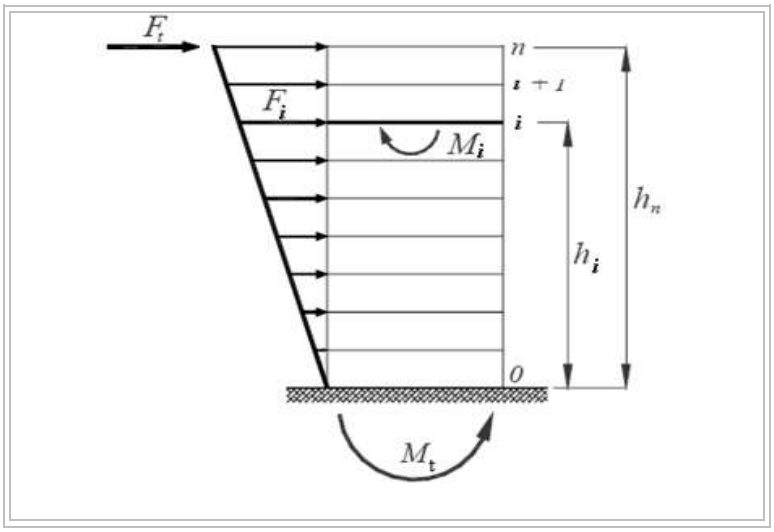


Figure IV-3 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.5.4.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [RPA99v2003 Art 4.2.5] :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a : $\begin{cases} Tx = 0{,}28\,s \\ Ty = 0{,}39s \end{cases}$ Ft = 0

Donc:

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

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

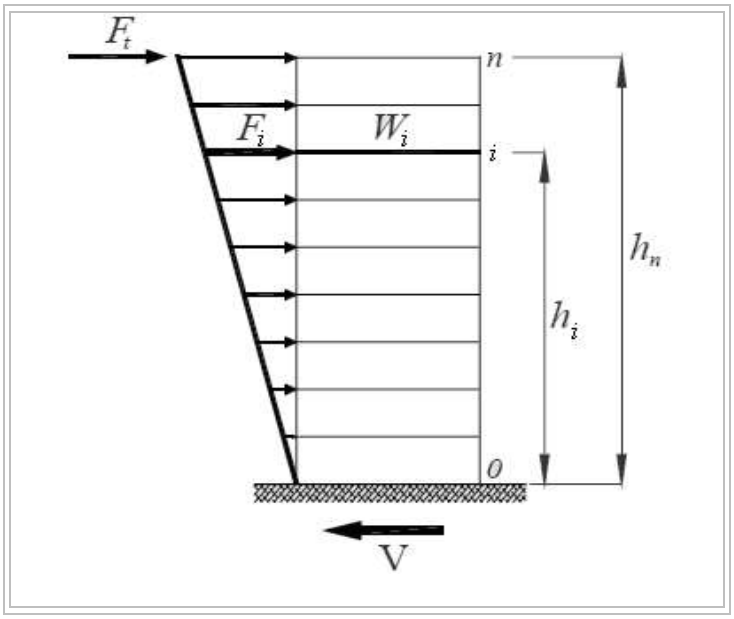


Figure IV-4 : Distribution des forces sismiques

Tableau IV-9 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi(m)	Wi(KN)	Wi*hi	α	V(KN)	Fi_X (KN)
18,7	4584,823	85736,1901	0,246	3546,4	872.41
15,64	5371,314	84007,351	0,241		854.68
12,58	5449,632	68556,3706	0,196		695.09
9,52	5508,985	52445,5372	0,150		534.66
6,46	5528,781	35715,9253	0,102		361.73
3,4	6442,707	21905,2038	0,062		219.87
Somme		348366,578	1		3538.44

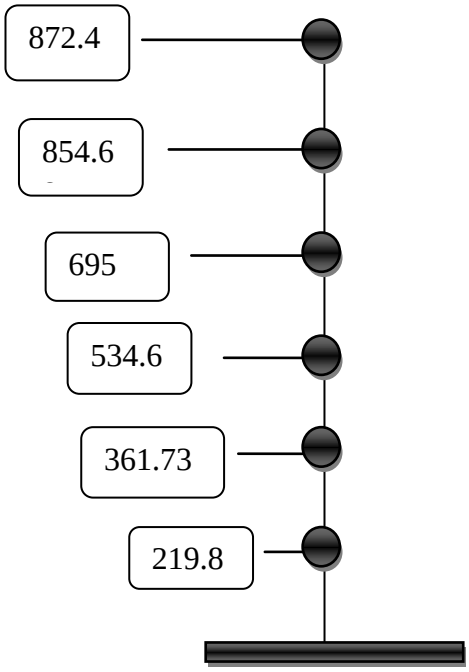


Figure IV-5: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Tableau IV-10 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi(m)	Wi(KN)	Wi*hi	α	V(KN)	Fi_Y(KN)
18,7	4584,823	85736,1901	0,246	3757,96	924.45
15,64	5371,314	84007,351	0,241		905.66
12,58	5449,632	68556,3706	0,196		736.56
9,52	5508,985	52445,5372	0,150		563.7
6,46	5528,781	35715,9253	0,102		383.31
3,4	6442,707	21905,2038	0,062		233
Somme		348366,578	1		3746.67

Figure IV-6 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

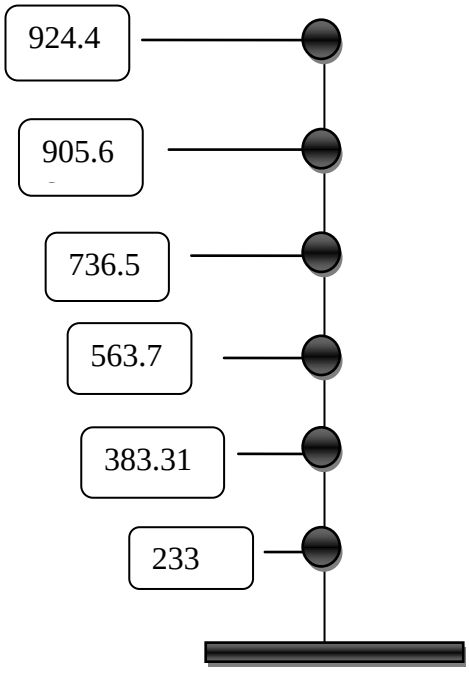


Figure IV-6: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

Donc le moment de renversement égale :

Tableau IV-11: calcul de moment de renversement

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	MRx (KN.m)	MRy (KN.m)
18.7	872.41	924.45	17287.21	16314.06
15.64	854.68	905.66	14164.52	13367.19
12.58	695.09	736.56	9265.92	8744.23
9.52	534.66	563.7	5366.42	5089.96
6.46	361.73	383.31	2476.18	2336.77
3.4	219.87	233	792.2	747.55
		ΣMR	**49352.45**	**16314,06**

IV.5.4.3 Le moment stabilisant :

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Le moment de stabilité qui est égal à : $Msx = X_G.Wi$, $Ms_Y = G_Y.Wi$

Avec :

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

Tableau IV-12 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W (KN)	XG (m)	YG (m)	Msx(KN.m)	Msy(KN.m)
18.7	4584,823	17.1127	7.46	34202.77	78446.32
15.64	5371,314	17.0906	7.50	40284.85	91795.68
12.58	5449,632	17.0921	7.4939	40817.74	93134.17
9.52	5508,985	17.0920	7.4900	41262.26	94148.46
6.46	5528,781	17.0947	7.5129	41521.13	94486.86
3.4	6442,707	17.0845	7.9567	51219.46	110041.31
			ΣMS	**249308.21**	**562052.8**

Vérification :

Tableau IV-1 3 : Vérification de stabilisation

On doit vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

M_{Rx} (kN.m)	M_{RY} (kN.m)	M_{Sx} (kN.m)	M_{SY} (kN.m)	M_{Sx}/M_{Rx}	M_{Sy}/M_{RY}	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$
49352.45	16314,06	249308.21	562052.8	5.05	34.45	C.V

Commentaire :

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.5.5 Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.3 RPA99v2003] :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques $F_{i.}$
- R : coefficient de comportement.

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

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

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec : he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV-14 : Vérification des déplacements inter-étages

he(m)	δe (cm)		δe*R (cm)		Δ k= δ k –δ k-1		0.01he	Δ k < 0.01he
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y		
0	-	-	-	-	-	-	-	
3,4	0.06	0,04	0.21	0,14	0,32	0,14	3.4	c.v
6,46	0.17	0,09	0,6	0,32	0,66	0,18	3.06	c.v
9,52	0.31	0,15	1.09	0,53	0,87	0,21	3.06	c.v
12,58	0,46	0,22	1,61	0,77	0,98	0,24	3.06	c.v
15,64	0,62	0,28	2,17	0,98	1,01	0,21	3.06	c.v
18,7	0,77	0,34	2,7	1,91	0,98	0,21	3.06	C.V

IV.5.6. Vérification vis à vis de l'effet P- Δ [Art 5.9 RPA99v2003]:

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-15: Vérification l'effet P-Δ

hi(m)	PK (KN)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Δ kx	Δ ky	θx	θy	θ≤ 0.1
18,7	5484,82	990.95	990.95	0,53	0, 21	0.0091	0 ,003	C.V
15,64	5371,31	970.81	970.81	0,56	0 ,21	0.0115	0 ,004	C.V
12,58	5449,63	789.54	789.54	0,52	0,24	0.0133	0,005	C.V
9,52	5508,99	604,24	604,24	0,49	0,21	0.0165	0,006	C.V
6,46	5528,78	410 ,88	410 ,88	0.39	0,18	0.0194	0,008	C.V
3,4	6442,71	249,75	249,75	0.21	0,14	0.0178	0,011	C.V

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

IV. 5.7. Vérification de cisaillement des éléments : $\tau \leq \overline{\tau}$

Avec $\boldsymbol{\tau} = \frac{T}{S}$

On a une fissuration peu nuisible : $\overline{\tau} = min(0.2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa)$ =3.33Mpa.

(page 112 BA guide de calcul)

On a une fissuration préjudiciable : $\overline{\tau} = min\left(0.15 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 4\ Mpa\right)$ =2.5Mpa.

❖ poutre principal : sous combinaison : ELU

Section des poutres b*h=30*45 cm * cm

L'effort tranchant max = 184,255kN

La fissuration peu nuisible : $\tau = \frac{184{,}255*10\text{^}3}{300x450} = 1{,}36\ Mpa \leq \overline{\tau}$ =3,33Mpa (**CV)**

❖ poutre secondaire: sous combinaison ELU

Section des poutres b*h=30*35 cm * cm

L'effort tranchant max = 32.19 kN

La fissuration peu nuisible : $\tau = \frac{42{,}93*10\text{^}3}{300*350} = 0{,}4\ Mpa \leq \overline{\tau}$=3.33Mpa (CV)

Les sections des poutres principales et les poutres secondaires est un suffisant pour équilibré les contraint de cisaillement

Tableau IV-16 : Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	section	V_u (kN)	combinaison	$\tau(Mpa)$	$\bar{\tau}(Mpa)$	Vérification
PP	30*45	184,25	G+Q+Edx	**1.36**	**3.26**	**C.V**
PS	30*35	32.19	1.35G+1.5Q	**0.4**	**3.33**	**C.V**

IV.5.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base[Art7.1.3.RPA99v2003]
On entend par effort normal réduit, le rapport : $\upsilon = N_d / (B_c \times f_{c28}) \leq 0,3$
Où :
Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque :
Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux a la base sont pas satisfaites d'après faire l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base on a décidé d'augmenter les sections des poteaux de la structure est faire les vérifications
Les nouvelles sections

Tableau IV-17: les nouvelles sections

NIVEAU	SECTION	
	b(cm)	h(cm)
5eme étage	35	35
4eme étage	35	35
3eme étage	40	40
2eme étage	40	40
1eR étage	45	45
RDC	45	45
	30	30

Vérification :

Tableau IV-18 : Vérification de l'effort normal réduit à la base

section	N (kN)	Bc (mm^2)	combinaison	fc28 (MPA°	γ (mpa)		verification
pot 45x45	1042,201	184900	G+Q+Edx	25	0,225	0,3	C.V
pot 45x45	1042,201	184900	G+Q+Edy	25	0,225	0,3	C.V

Conclusion:

L'objectif global de l'étude parasismique c'est d'assurer la stabilité globale de la structure, une bonne ductilité, une bonne dissipation d'énergie et une économie globale de la structure.

Ces résultats sont obtenu par :

-une bonne conception de génie civil

-un bon pré dimensionnement des éléments

-une bonne disposition des voiles

-le choix de système de contreventement

-une bonne interprétation des résultats

FERRAILLAGE DES ELEMENT RESISTANTS

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence du et "RPA.99 version 2003 " " BAEL91 modifié 99 ".

V.2 Ferraillage des poutres :

V.2.1. introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts vers les poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les poutres sont ferraillées en flexion simple

On faire le choix de la section des armatures la plus grande entre les deux situations de calcul :

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	Fe E 400	σ_b =25 Mpa	Fe E 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	

❖ **combinaisons :**

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

a. selon BAEL91 modifié 99 :

❖ **E.L.U :**1,35G +1,5Q et 1,35G +1,5Q+1.5T

❖ **E.L.S :**G + Q

b. selon RPA99 version 2003 *:*

❖ G +Q ± E

❖ 0,8 G ± E

V.2.2 recommandation du par RPA99 /2003

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre : $A_{min} = 0.5\%(b.h)$, en toute section.

❖ Le pourcentage total maximal des aciers est de :

- ✓ 4% en zone courante
- ✓ 6% en zone de recouvrement

❖ La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø (en zone II)

❖ Les poutres supportant de fables charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitie de la section sur appui

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées 90°

V.2.3. Ferraillage des poutres :

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau V-2: Ferraillage des poutres

	section	position	Mu(KN.m)	combinaison	A' (cm)	A_s (cm)	A_{min} RPA (cm^2)	A_S choisies (cm^2)	A' choisie (cm^2)
PP30*45	E .C	travée	93.9	1,35G+1 ,5Q	5.4	0	6,75	3HA14+3HA12	8 .01
		appui	-105,26	1,35G+1 ,5Q	6.8	0	6.75	6HA14	9.24
	terrasse	travée	54.28	1,35G+1 ,5Q	3.8	0	6,75	3HA14+3HA12	8.01
		appui	-85.61	1,35G+1 ,5Q	6,2	0	6,75	3HA14+3HA12	8.01
PS30*35	E .C	travée	51.81	G+Q+EX	3.3	0	5,25	3HA14+1HA12	5.75
		appui	-54,6	G+Q+EX	3,5	0	5,25	3HA14+1HA12	5.75
	terrasse	travée	47,04	G+Q+EX	3	0	5,25	3HA14+1HA12	5.75
		appui	-54,09	G+Q+EX	3,5	0	5,25	3HA14+1HA12	5.75
PCV	30*45	travée	31,46	1,35G+1 ,5Q	1,7	0	6,75	3HA14+2HA12	6,88
		appui	-49,15	1,35G+1 ,5Q	2 ,8	0	6,75	3HA14+2HA12	6,88
	30* 35	travée	40,52	G+Q+EX	2,6	0	5,25	3HA14+1HA12	5.75
		appui	-58	G+Q+EX	3,8	0	5,25	3HA14+1HA12	5.75

V.2.4. Vérification à la condition de non- fragilité

$$A \geq A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} =2,1 MPA ; f_e =400MPA ;d=0 ,9h

Les résultats sont résume aux tableaux suivant :

Tableau V-3 : Vérification à la condition de non-fragilité

	Section	positin	A' (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	observation
PP	30*45	travée	8,1	0	1,46	C.V
		appui	6,8	0	1,46	C.V
PS	30*35	travée	3.3	0	1,14	C.V
		appui	3.5	0	1,14	C.V
P C V	30*45	travée	1,7	0	1,46	C.V
		appui	2 ,8	0	1,46	C.V
	30*35	travée	2,6	0	1,14	C.V
		appui	3,8	0	1,14	C.V

V.2.5. Vérification vis-à-vis a L'ELS

La fissuration est considérée peu préjudiciable :

On doit vérifier que :
$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma} = 15MPA \\ \sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) < \overline{\sigma_s} = {f_e}/{\gamma_s} \end{cases}$$

Tableau V-4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres

		position	Ms	σ_{bc}	$\sigma_{bc\ adm}$	σ_s	$\sigma_{s\ adm}$	obs
PP30*45	EC	Travée	65.3	6.4	15	191.3	201.6	C.V
		Appui	-56.1	6		194.6		
	Terrasse	Travée	39.66	3.8	15	141.5	201.6	C.V
		Appui	-62.66	5.7		194.8		
PS30*35	EC	Travée	13.71	2.2	15	80.8	201.6	C.V
		Appui	-18.37	3		107.3		
	Terrasse	Travée	13,639	2.2	15	79.6	201.6	C.V
		Appui	-18,05	2.9		105.4		
PCV	30X45	Travée	23,19	2,3	15	86.5	201.6	C.V
		Appui	-35,85	3,5		133.3		
	30X35	Travée	5,24	0,6	15	8,1	201.6	C.V
		Appui	-7,13	0.9		11		

V.2.6. Vérification de la contrainte tangentielle

Pour justifier les armatures transversales droites $(\alpha = 90^0)$ le règlement impose la vérification suivante : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

Tableau V-5: Calcul de $\bar{\tau}_u$

fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right]$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 3.3\,\text{MPa}$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 4.34\,\text{MPa}$

Tableau V-6: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

		Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
pp	30X45	150.07	1,35G+1,5Q	0,12	2.5	c.v
ps	30X35	42,85	1,35G+1,5Q	0,04	2.5	c.v
pcv	30X45	70,74	G+Q+Edx	0,058	3,26	c.v
	30X35	35,45	G+Q+Edx	0,037	3,26	c.v

V.2.8 - Armatures transversales

Les armatures transversales ainsi que leur espacement sont très à partir des formules de « RPA.99 version 2003 » et celle du « CBA93 ».

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

D'après RPA 99 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

Zone nodale

Zone courante

D'après CBA 93:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-7: Section d'armature transversale des poutres

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)			
section	τ_u (Mpa)	St	At	S(ZN) (cm)	S'(ZN) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZN) (cm)	At Choisie (cm^2)	Nombre des barres
30*45	0.15	40	1.2	11.25	22.5	1.01	10	20	1.2	3T8

V.2.9. Vérification de la flèche des poutres :Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites

- $\frac{H}{L} > \frac{1}{16}$
- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{fe}$

Tableau V-8: Vérification de la flèche des poutres

		1er condition			2eme condition			3eme condition		
	L	$\frac{H}{L}$	$\frac{1}{16}$		$\frac{H}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$		$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{fe}$	
PP	4.95	0.09	0.06	C.V	0.09	0.085	C.V	0.011	0.01	C.V
PS	4.2	0.08	0.06	C.V	0.08	0.085	C.V	0.006	0.01	C.V

V.2.10. recouvrement des armatures longitudinales

L_r=40Ø(zonne II)

- ✓ Ø=16mm…….. L_r=64cm
- ✓ Ø=14mm…….. L_r=56cm
- ✓ Ø=12mm…….. L_r=48cm

V.2.11.arrêt des barres

Armature inférieur : $h \leq {}^{l}/_{10}$

Armature supérieur : $h' \geq \begin{cases} {}^{l^{max}}/_{4} & appuis\ en\ travées\ de\ rive \\ {}^{l^{max}}/_{5} & appuis\ en\ travées\ intermédiaire \end{cases}$

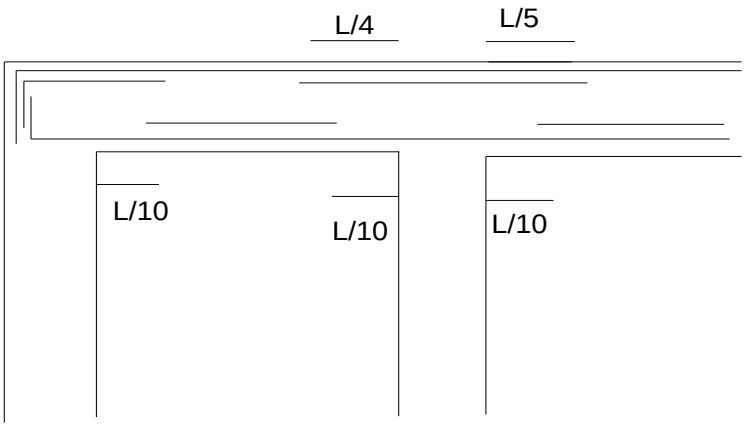
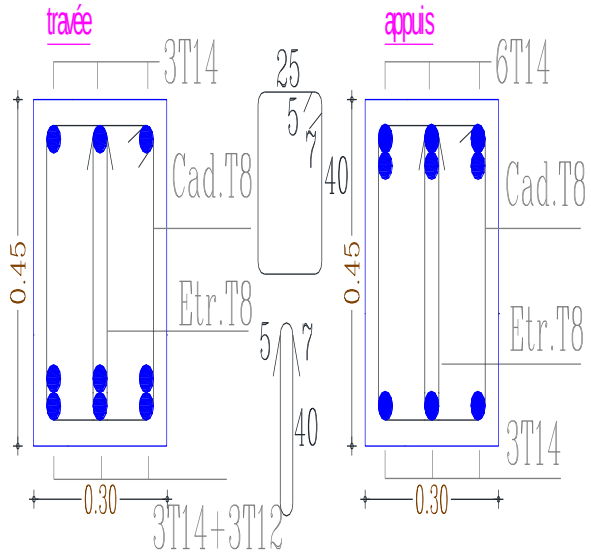
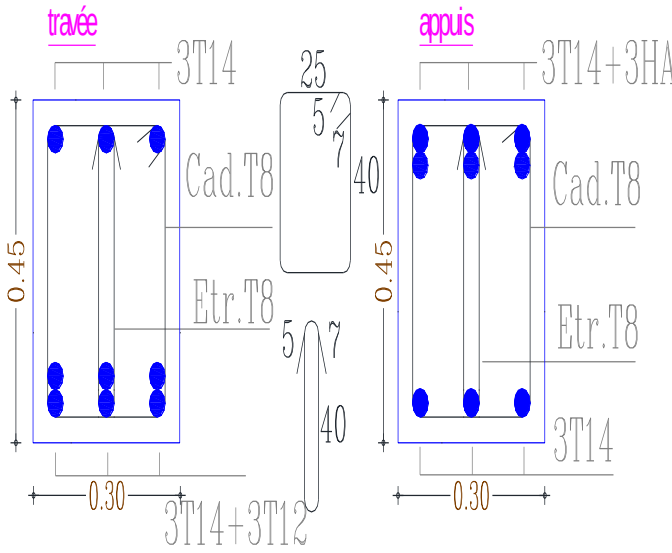


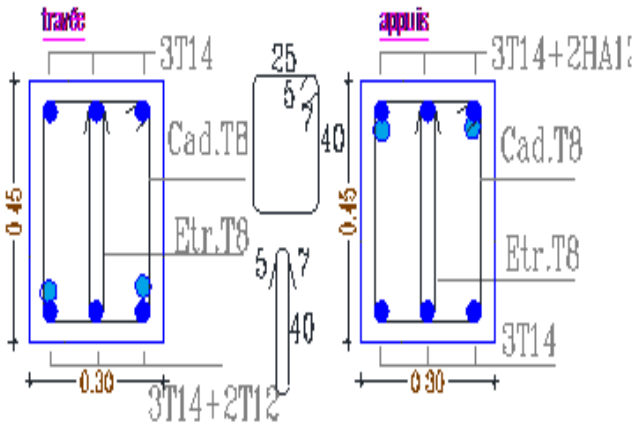
Figure V-1 : arrêt des barres



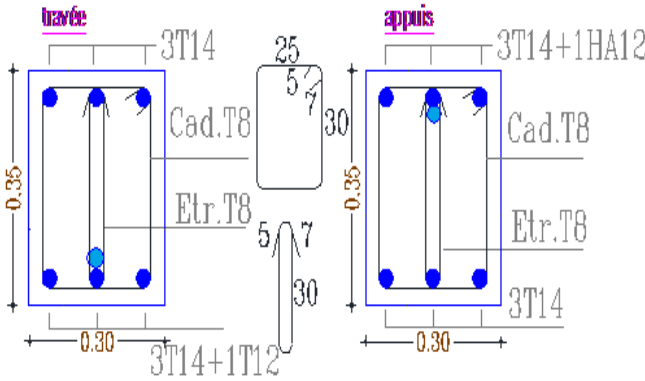
Ferraillage des poutres principales-étage courant



Ferraillage des poutres principales-terrasse



Ferraillage des poutres principales-connecté avec les voiles



Ferraillage des poutres secondaires

Figure V-2: Ferraillage des poutres

V.2. Ferraillage des poteaux :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments porteurs du système plancher- poutre, leurs rôles consistent à supporter les charges verticales et les transmettre aux fondations.

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

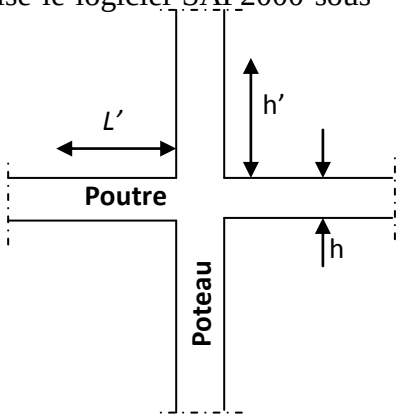
- Effort normal,
- Effort tranchant,
- Moment fléchissant,

donc ils doivent être ferraillés en flexion composée.

Tableau V-9 : 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	Fe E 400	σ_b =25 Mpa	Fe E 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σs = 348 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	σs = 348 MPa

Pour obtenir les efforts internes (M, N, T), nous avons utilisé le logiciel SAP2000 sous les combinaisons suivantes :



Selon BAEL 91 : Situation durable

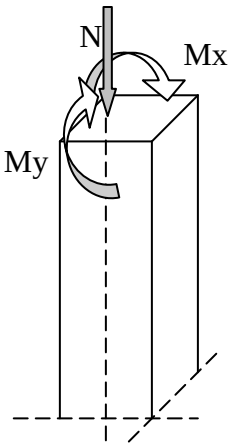
- E.L.U : 1,35 G +1,5 Q
- E.L.S : G + Q

Selon le R.P.A : Situation accidentelle

- G + Q + E .
- $0,8G \pm E$

Le ferraillage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci après :

- N_{max} et Mcorrespondant
- N_{min} et M correspondant
- M_{max} et N correspondant



On a considéré le moment maximal entre Mx et My pour adopter un Ferraillage symétrique.

Recommandation du RPA 99/version 2003 :

a / Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
  Le pourcentage minimum est de 0.8% de la section (zone II)
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de40 Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- h'= Max(h_e/6,b_1,h_1 ,60cm)

b/ Armatures transversales : D'après le RPA 99 version 2003 Art. 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a . v_u}{h_1 . f_e}$$

Vu : Effort tranchant de calcul
h_1 : Hauteur totale de la section brute.
f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.
ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$\rho_a = 2.5$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si $\lambda \leq 5$

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

$$\frac{A_t}{t\, b_l} = \begin{cases} 0.3\% & \text{Si } \lambda \geq 5 \\ \text{interpoler entre les valeures limites (0.3 et 0.8)\%} & \text{Si } 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \end{cases}$$

t : Espacement des armatures transversales :
t≤ Min(10Φet 15cm) en zone nodale.
t≤ 15 $\varnothing_l$ zone de recouvrement,
avecΦ diamètre minimal des armatures longitudinales du poteaux.

V.2.3.Vérification du flambement :

Si l'élancement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement. Dans le cas contraire, il y a lieu de tenir compte du risque de flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : c'est la longueur de flambement : $l_f = 0{,}7l_0$

i : c'est le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$

Tableau V-10 :Vérification du flambement

Niveau	Section (cm^2)	λ	$\lambda \leq 50$
RDC	45*45	18 .32	C.V
	30*30	27.48	C.V
1^{ere}étage	45*45	16.49	C.V
2eme 3éme etg	40*40	18.55	C.V
4eme et 5eme etg	35*35	21.2	C.V

V.2.4 .Calcul de ferraillage :

TableauV-11 : ferraillage des poteaux

Niveaux	Cas	N (KN)	M (Kn.m)	situation	A (cm^2)	A_{min} (RPA)	A_{chiosi} (cm^2)	A_{final} (cm^2)
RDC (30*30)	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	-89,75	3,55	1.35G+1.5Q	2,4	7,2	8HA12	9,04
	Mmax→N	-61,57	-10,1	G+Q+EdY	2,4	7,2		
RDC (45*45	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	-1527,5	10.8	1.35G+1.5Q	3,6	16,2	12HA14	18,46
	Mmax→N c	-975,5	36,7	1,35.G+1,5.Q	3.6	16,2		
	Nmax_Mc	565,99	6,66	0,8.G+EdY	3.6	16,2		
1 (45*45)	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	-1239,4	30,2	1.35G+1.5Q	3,6	16,2		
	Mmax→N	-808,3	-56,2	1,35.G+1,5.Q	3.6	16,2		
	Nmax_Mo	408,95	6,78	0,8.G+EdX	3.6	16,2		
2 (40*40)	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	-984,4	7,34	1.35G+1.5Q	3,2	12,8	12HA12	13.56
	Mmax→N	-375,35	42,7	1,35.G+1,5.Q	3.2	12,8		
	Nmax _M	233,74	5,70	0,8.G+EdX	3.2	12,8		
3 (40*40)	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	-740,8	13,2	1.35G+1.5Q	3,2	12,8		
	Mmax→N	-483,2	57,0	1.35G+1.5Q	3,2	12,8		
	Nmax_M	133,95	4,76	0,8.G+EdX	3,2	12,8		
4 (35*35	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	-470,8	17,6	1.35G+1.5Q	2,8	9,8	12HA12	13.56
	Mmax→N	-317,3	43,7	1.35G+1.5Q	2,8	9,8		
	Nmax_Mc	133,95	-3,20	0,8.G+EdX	2,8	9,8		
5 (35*35)	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	-214,9	11,9	1.35G+1.5Q	2,8	9,8		
	Mmax→N	-171,78	-41,7	1.35G+1.5Q	2,8	9,8		
	Nmax_Mc	37,795	1.41	0,8.G+EdX	2,8	9,8		

Tableau V-12 : Vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements

Niveaux	Cas	A_{choisi} ($A_{s1}+A_{s2}$) (cm^2)	situation	A_{min} (CBA 93) (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_{badm} (Mpa)	A_{min} (RPA 99) (cm^2)	σ_s (Mpa)	σ_{badm} (Mpa)	Vérification
	Poteaux 45*45	18,46		2,02			16,2			C.V
	Poteaux 40x40	13,56		1,6			12,8			C.V
	Poteaux 35x35	13,56		1,22			9,8			C.V
	Poteaux 30x30	9,04		0,9			7,2			CV

V.3.2.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S:

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

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

La fissuration est considérée:

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

  Pas de vérification à faire.

- ✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 201,63\,MPa$$

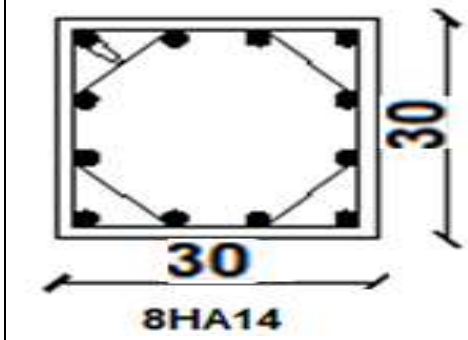
Tableau V-13: Vérification à l'E.L.S

RDC (30x30)	N_{max}-							1.63	C.V
RDC (45x45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1283,76	G+Q	18,46	5,6	15	83,9	201.63	C.V
1 (45x45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1034,52	G+Q	18,46	4,5	15	67,5	201.63	C.V
2 (40x40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	815,57	G+Q	13,56	4,5	15	67,7	201.63	C.V
3 (40x40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	610,57	G+Q	13,56	3,4	15	50,7	201.63	C.V
4 (35x35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	379,74	G+Q	13.56	2,8	15	41,4	201.63	C.V
5 (35x35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	163,15	G+Q	13.56	1 ,2	15	17,8	201.63	C.V

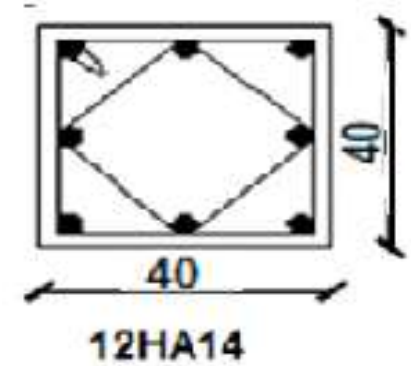
V.3.2.3. Les armatures transversales:

Tableau V-14 : Choix des armatures transversales est leur espacement

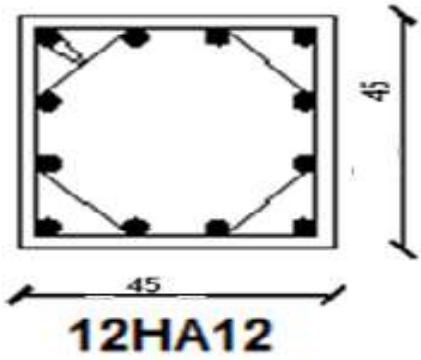
Niveau	Section	Zone	$S_{t\ RPA}$ (cm)	$S_{t\ CBA}$ (cm)	$S_{t\ final}$ (cm)	At min (cm^2)	At choisie
RDC	30x30	ZN	12	40	10	1.2	4Φ8
		ZC	18	40	15	1,80	4Φ8
RDCet 1	45x45	ZN	12	38.25	10	1.2	4Φ8
		ZC	18	38.25	15	1,80	4Φ8
2 et 3	40x40	ZN	12	33.75	10	1.05	4Φ8
		ZC	18	33.75	15	1.57	4Φ8
4 et 5	35x35	ZN	12	29.25	10	0.90	4Φ8
		ZC	18	29.25	15	1.57	4Φ8



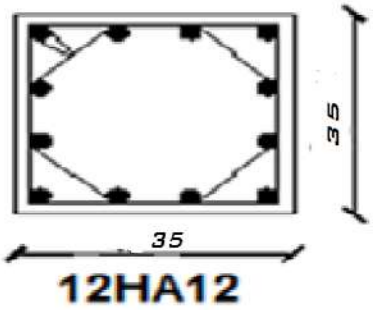
POT arrêt dans RDC :30*30



2eme et 3eme étage :40*40



RDC et 1er étage :45 *45



4eme et 5eme étage :35*35

Figure V-3 : ferraillage des poteaux

V.4. Ferraillage des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

• Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.

• Assurer une transmission directe des forces aux fondations.

• Minimiser les effets de torsion.

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.4.1 Voiles pleins :

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

• Les aciers verticaux.

• Les aciers longitudinaux.

• Les aciers transversaux

V.4.2 Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.2.1 Trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

• Armatures verticales.

• Armatures horizontales.

• Armatures transversales.

V.4.2.2 Linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

• Des aciers longitudinaux de flexion " Al".

• Des aciers transversaux " At".

• Des aciers en partie courante (aciers de peau).

• Des aciers diagonaux Ad

Tableau V-15 : 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	Fe E 400	σ_b =25 Mpa	Fe E 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σs = 348 MPa.	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	

V.4.3 Recommandations des règlements :

V.4.3.1 Recommandation du RPA99v2003

1- Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] :

Av =0.2%Bt dans la section tendue du voile.

Av =0.15%B dans la section globale du voile.

Av =0.10%B dans la section courante.

Avec :

B : section du voile.

a : épaisseur du voile.

2- Armatures horizontales :

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

3- Calcule et vérification de l'espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : Sh ≤ min [1.5a; 30cm]

4- Armatures transversales :

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

V.4.3.2 Recommandations du CBA93 :

1- Armatures verticales

0.1% ≤Av/a.b ≤ 5%Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

2- Calcule et vérification de l'espacement :

St =[min0.9d ; 40cm]……[art A.5.1.2.2 CBA93]

$A_t \times f_e / b \times S_t \geq 0.4$ Mpa……[art A.5.1.2.2

CBA93]$A_t/b_0.S_t \geq \gamma_s(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}/0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]$……[art A.5.1.2.3 CBA93]

3- Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \overline{\tau}$

Où : $\tau_b = V_{b.d} \Longrightarrow V = 1.4Vu$ calculé $\overline{\tau} = 0.2fc28$

Avec :

τ_b: Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h : section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : hauteur utile.

V.4.3.3 Recommandations pour les voiles et les trumeaux :

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.

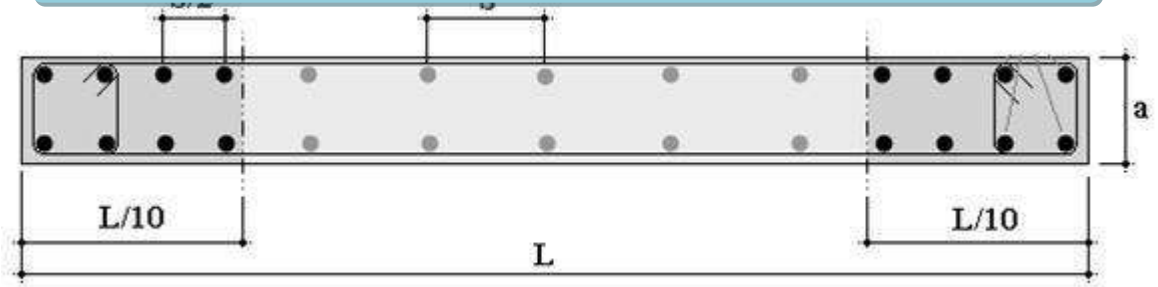
Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser :

$\varphi v, \varphi h \leq 110.a$

a : largeur de voile

Figure V-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles



V.4.4. les voiles pleins :

V.4.4.1.les armatures verticale :

- **Détermination des armatures de résistance :**

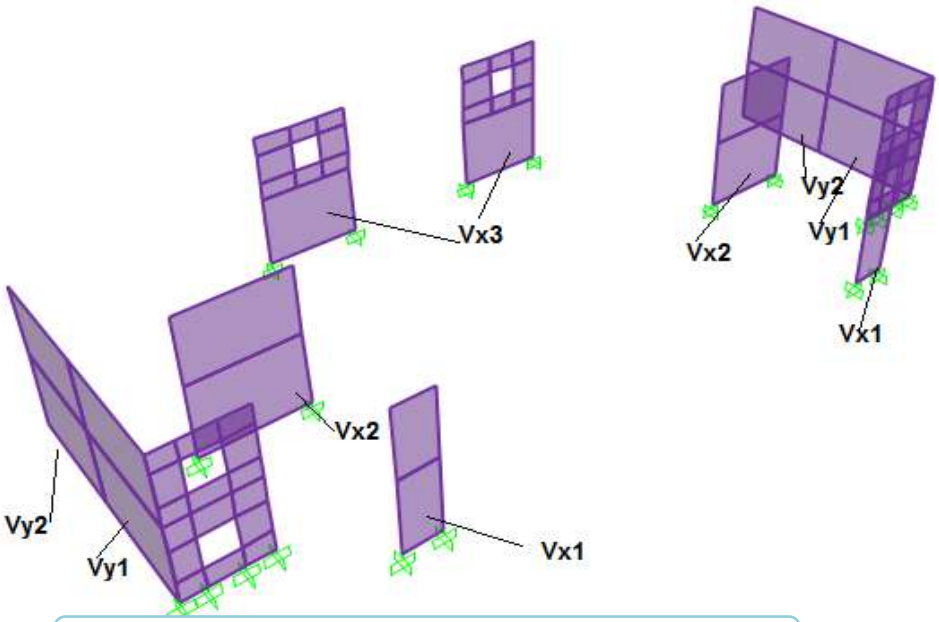


Figure V-5 : Disposition des voiles pleines

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-16 : Calcul des armateurs verticaux

	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	site	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	A_{choix}
X	V_1	15*150	543.12	263.07	ACC	6,6	3,37	2.25	20	2*(9HA10)
	V2	15*410	1518.98	2460.95	ACC	17	9,22	6.15	20	2* (22HA10)
	V_3	15*390	784.88	2126.7	ACC	16,2	8,77	5.85	20	2*(21HA10)
Y	V_1	15*495	1564.33	2260.94	ACC	20,4	11,13	7.43	20	2*(26HA10)
	V2	15*460	1958.99	2018.14	ACC	19	10,35	6.9	20	2*(25HA10)

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: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-17 : Vérification des armatures a ELS des voiles

	voile	S (cm^2)	Nser (KN)	M_{ser} (KN .m)	A_{adop} (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	vérification
X	V1	15*150	664,55	22,48	7,07	3	45,1	CV
	V2	15*410	459,18	924,34	17,28	2,5	36,5	CV
	V3	15*390	315,88	615,95	16,49	1,8	26,7	CV
Y	V1	15*495	273,9	678,21	20,42	1,2	18,3	CV
	V2	15*460	243,8	561,01	19,23	1,2	17,5	CV

V.4.4.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V-18 : Calcul des armateurs horizontaux

	voile	S (cm^2)	e (cm)	H (cm)	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	St	Achoisie (cm^2)
X	V_1	15*150	15	340	101.13	0.03	5	20	16HA10
	V2	15*410	15	340	531.75	0.162	5	20	16HA10
	V_3	15*390	15	340	522.58	0.159	5	20	16HA10
Y	V1	15*495	15	340	753.03	0.229	5	20	15HA10
	V2	15*460	15	340	701.16	0.213	5	20	15HA10

V.4.4.3. Armatures transversales :

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

Tableau V-19 : Diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales $Ø_v$	Epingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8

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.

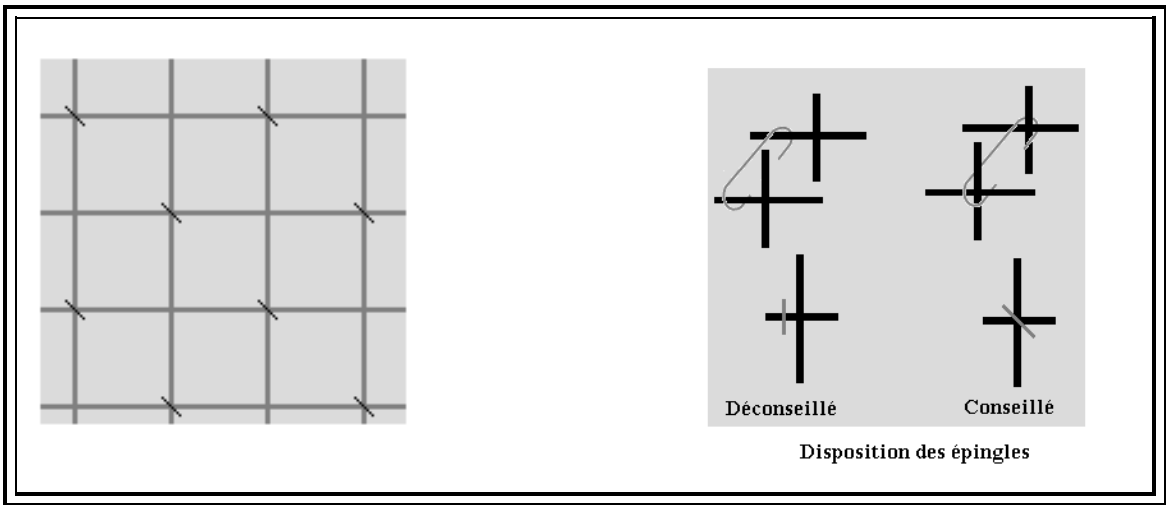


Figure V-6 : Disposition des armateurs transversaux (épingles)

V.4.5.1. les voile avec ouverture :

V.4.5.1.1.les trumeaux :

- **Las armateurs verticaux :**

Tableau V-20 : Calcul des armateurs verticaux

		voile	S	N	M	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	S_v	choix
X	RDC	V4	15*305	590.25	749 .49	ACC	12,8	6,86	20	2*(17HA10)
	Etage Couratant	V3	15*390	1092,41	2128,87	ACC	16,2	8,77	20	2*(22HA10)
		V4	15*305	247,66	235,91	ACC	12,8	6,86	20	2*(17HA10)

- **Vérification à E.L.S :**

Tableau V-21 : Vérification des armatures a ELS des voiles

	niveau	voile	S	N	M	A_{adop}	σ_b	σ_s	vérification
X	RDC	V4	15*305	468.39	4.13	13,35	1,3	17,4	CV
	Etage courant	V3	15*390	753	11.79	17,28	1.9	25.1	CV
		V4	15*305	243.9	135.9	13,35	1	14.3	CV

- **Les armateurs horizontaux**

Tableau V-22 : Calcul des armateurs horizontaux

niveau	voile	e (cm)	H (cm)	V_u (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	A(cm²)
RDC	V_4	15	300	264.25	0.898	5	15HA10
Etage courant	V_3	15	266	522	0.159	5	13HA10
	V_4	15	266	227.14	0.772	5	13HA10

V.4.5.1.2.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: $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\bar{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\bar{V_u} = 1.4 V_u$

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:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e . Z} \text{ Avec } \quad Z = h - 2d' \textbf{ [3]}$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas

$\lambda = L/H \quad \begin{cases} \lambda > 1 \ (linteaulonge) \\ \lambda < 1 \ (linteaucourt) \end{cases}$

a. linteau long (**λ**>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 (**λ**<1)

On doit avoir: $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ **[3]**

$$T = \min(V_1, V_2) \ ; \ V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \ ; \ V_2 = 2Vu$$

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:

$$M_c = A_l \cdot f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

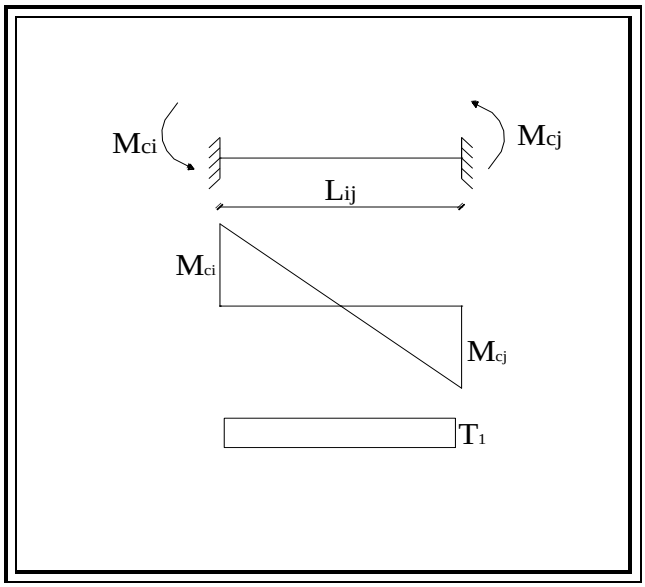


Figure V-7 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{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:

$$A_D = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \text{ avec: } \operatorname{tg}\alpha = \frac{(h-2d)}{L} \textbf{ [3]}$$

$V = V_u$ (sans majoration)

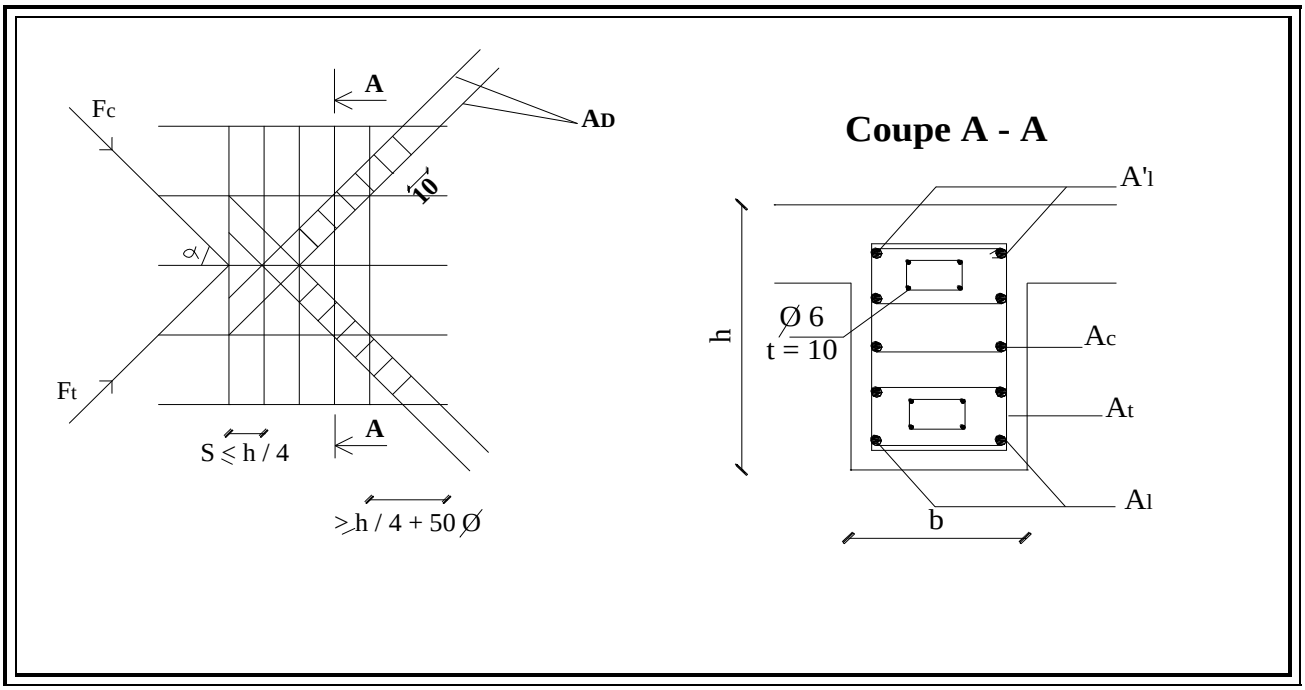


Figure V-8 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal :**

❖ **Selon le RPA 99**

on a:

- $A_l \geq 0.15\,\%\, b.h$
- $A_c \geq 0.2\%\, b.h$
- $\begin{cases} A_D = 0 & \text{si } \tau_b \leq 0.06\, f_{c28} \\ A_D = 0.15\,\%\, b.h & \text{si } \tau_b > 0.06\, f_{c28} \end{cases}$

$$\begin{cases} A_t \geq 0.15\,\%\, b.s & \text{si } \tau_b \leq 0.025\, f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\,\%\, b.s & \text{si } \tau_b > 0.025\, f_{c28} \end{cases}$$

V.4.5.2.Calcule de ferraillage :

Tableau V-23 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Sens			h (cm)	e (cm)	L (cm)	T (kN)	τ Mpa	τ≤0.06xfc28 =1.5
X	RDC	V 4	195	15	120	310 .65	2.68	Traction/ compression
	Etage courant	V3	166	15	120	96.19	0.83	Flexion simple
		V4	166	15	120	100.33	0.86	Flexion simple

Tableau V-24 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

niveau	$A_{calcul}(cm^2)$					$A_{choisir}(cm^2)$			
	A_d	A_L	A_t	A_c	S_t	A_d	A_l	A_t	A_c
RDC	4.6	3.47	0.75	4.63	20	2(4HA10) =6.28	2(2HA10) =3.14	2(10HA10) =7.85	2(6HA10) =4.71
Etage courant	_	0.3	1.58	_	20	_	2(2HA10) =3.14	2(8HA10) =6.28	_
	_	0.69	1.58	_	20	_	2(2HA10) =3.14	2(8HA10) =6.28	_

Calcul de l'infrastructure

VI. Etude des fondations:

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.

C'est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2.1. Stabilité du site:

- Les investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.

Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´a la profondeur atteinte.

✍La synthèse des données obtenues lors des différentes phases de la présente étude permet d'énoncer les conclusions suivantes :

❖ Les analyses chimiques montrent que le sol n'est pas agressif vis a vis des bétons d'infrastructure

❖ La profondeur d'ancrage est de 2.00 m par rapport au terrain naturel ;

❖ La contrainte admissible est prise égale à :δ_{sol}= 1.80 bar

❖ La masse volumique humide γsol=18$Kn/m3$

VI.2.2. Fonctions assurées par les fondations:

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et l'interaction sol structure.

VI.2.3. Classification des fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.3. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

IV.3.1.semelles isolées

a)dimensionnement des semelles isolées :

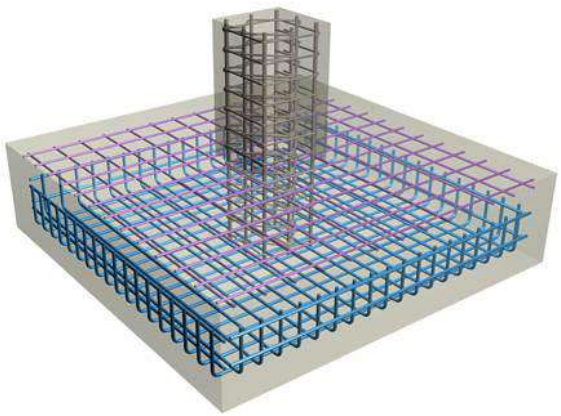


Figure VI-1: Semelle isolée sous poteau

S= A*B = $\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

H $\geq \frac{B-b}{4} + c$

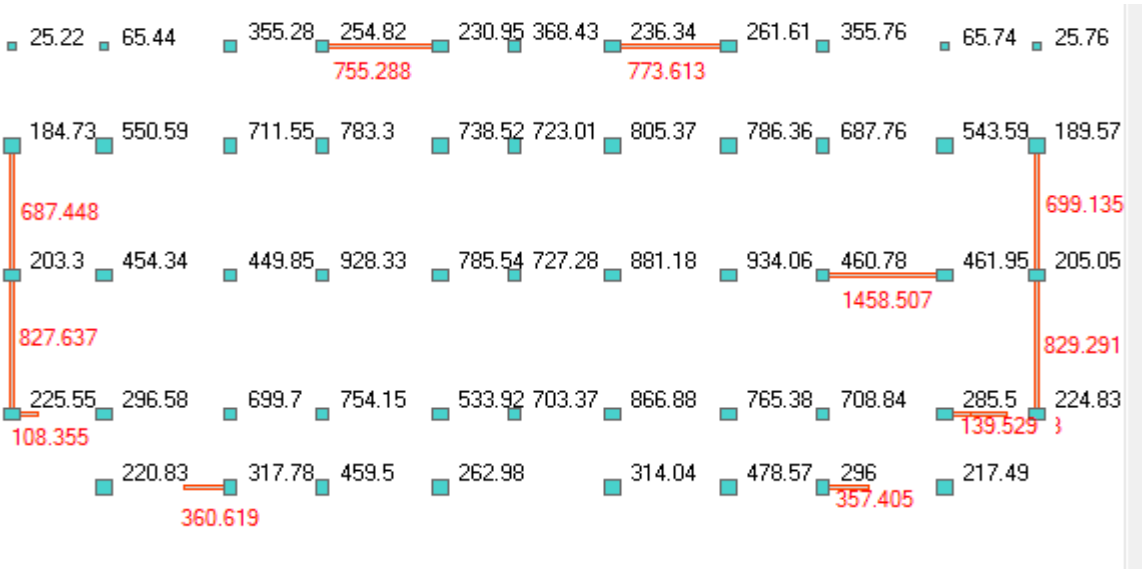


Figure VI-2: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

Tableau VI-1 : Dimensionnement de la section des semelles isolées

Semelles	combinaison	N(KN)	B	$B_{adobter}$	d(cm)	H(cm)
S1	G+Q	449.85	1.58	2.3	50	55
S2	G+Q	928.33	2.27	2.3	50	55
S3	G+Q	785.54	2.08	2.3	50	55
S4	G+Q	711.55	1.98	2.3	50	55
S5	G+Q	783.3	2.07	2.3	50	55
S6	G+Q	738.52	2.02	2.3	50	55

b) Vérification des contraintes à ELS

$\delta = \frac{\text{Nser+ Psemelle+ Pamorce poteau+ Premblais}}{Schoisi} \leq \delta s$

Nser= 934.06KN

$Psemelle$ = A*B*h*$\rho béton$= 2.3² * 0.45* 25 = 72.73 KN

$P_{\text{amorce poteau}}$= a*b*h'* $\rho béton$ = 0.45²* (2-(0.3+0.55)) * 25 = 5.82 KN

Premblais = A*B*h'*γ_{Sol}= 2.3² * (2-0.55)* 18 = 138.06 KN

$\delta = \frac{934.06+72.73+ 5.82+ 138.06}{2.3^2}$ =0.21 ≤ δs=0.18(C.N.V)

Alors on augmente la section de semelle On chois A= 2.5m

δ=0.172 ≤ δs=0.18(C.V)

La section choisie est 2.5*2.5 m²

c) Vérification du chevauchement entre les semelles isolée:

i) Notion des bulbes de pression:

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation),

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

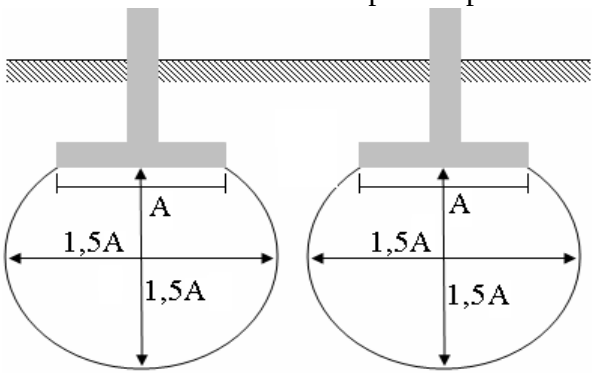


Figure VI-3 : Les bulles de pression

Tableau VI-2 : vérification de chevauchement des semelles

	semelle	L=	C1	C2	1.5x(C1+C2)/2	L>
X	S1-S2	3.9	2,5	2,5	3,75	Il y 'a un risque de chauvechement
	S2-S3	2.5	2,5	2,5	3,75	
	S4-S5	3.9	2,5	2,5	3,75	
	S5-S6	2.5	2,5	2,5	3,75	
Y	S1-S4	4,6	2,5	2,5	3,75	
	S2-S5	4,6	2,5	2,5	3,75	
	S3-S6	4,6	2,5	2,5	3,75	

❖ **Conclusion:**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.2.Semelle filante dans une seule direction :

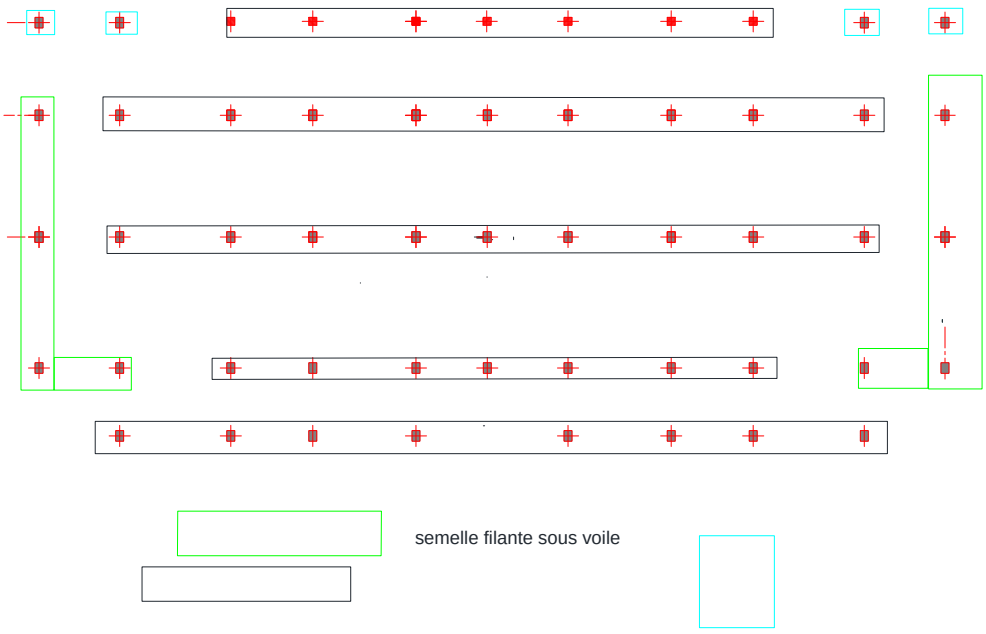


Figure VI-4 : Vue en plan des semelles filantes dans une seule direction

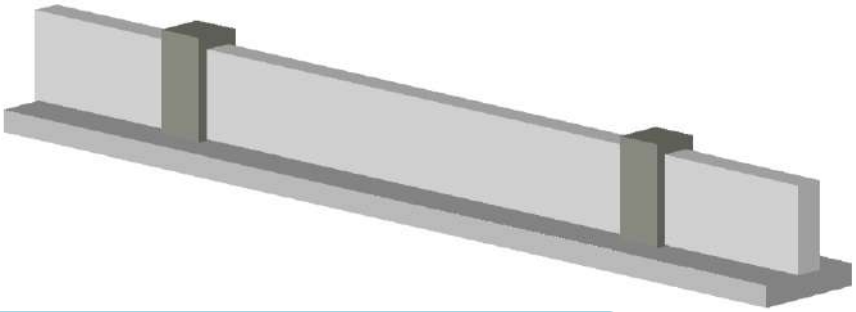


Figure VI-5 : Semelle filante

a)Dimensionnement de semelle filante :

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique. σ≤[σsol]

S= L*B = $\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

H $\geq \frac{B-b}{4} + c$

Tableau VI-3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	N (kN)	L (m)	b_{cal}(m)	B_{choisi}(m)	d (cm)	h (cm)
SF1	1510.05	28.9	0.29	1.5	30	35
SF2	2807.16	20.5	0 .76	1.5	30	35
SF3	5621.48	35	0.89	1.5	30	35
SF4	3733.6	35	0.59	1.5	30	35
SF5	1848.08	20.5	0.5	1.5	30	35

b) Vérification des contraintes à l'ELS :

$\delta = \frac{\text{Nser+ Psemelle+ Pamorce poteau+ Premblais}}{Schoisi} \leq \delta s$

Nser= 5621.48KN

$Psemelle$ = L*B*h*$\rho béton$= 35*1.5* 0.35* 25 =459.37 KN

$P_{\text{amorce poteau}}$= a*b*h'* $\rho béton$ = 0.45²* (2-(0.3+0.35)) * 25*11 = 75.17 KN

Premblais = L*B*h''* γ_{Sol}= 35*1.5* (2-0.35)* 18 = 1559.25 KN

$\delta = \frac{5621.48+459.37+75.17+1559.25}{35*1.5}$ =0.146 ≤ δs=0.18(C.V)

VI.3.3.Semelles filantes sous voile :

a)Dimensionnement.

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit **: N=**$\frac{\sum N}{L}$

Avec :

- ΣN : est la somme des efforts normaux concentrés aux poteaux.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

B $\geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}}$ **; H** $= d + c + \frac{\phi}{2}$**; d**$\geq \frac{B-b}{4}$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai et le poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

TableauVI-4. dimensions des semelles filantes sous voiles

Semelle	L (m)	Nu (kN)	N(kN/mℓ)	b(cm)	B(m)	d(cm)	H(cm)
SF1	4,95	558 .69	112.8	15	0.75	30	35
SF2	4,6	710.77	154.51	15	0.87	30	35
SF3	3.05	139.52	45.75	15	0.26	30	35

IV.4.ferraillage des semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

• Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux

• Semelle filante (continue) sous un voile

- **Ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux:**

- **Armatures principales : A =** $\frac{N(B-b)}{8*d*\sigma_s}$

Avec:

- n : étant le nombre des barres

- **Armatures de répartition :**$A_{rep} = \frac{A(\text{cm2}).B\ (m)}{4}$

Avec:

- $[\sigma_s]$ = 348Mpa à l'ELU : en situation durable.
- $[\sigma_s]$ = 202 Mpa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Armatures principales des semelles

Sens	Semelle choisie	N_u (KN)	N_s (KN)	B (m)	L (m)	h (cm)	A_u (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{final} (cm^2)	E_{sp} (cm)
X	SF3	7885.74	5621.48	1.5	35	35	11.33	12.17	8HA14 = 12.32	15

Tableau IV-6 : Armatures de répartition des semelles filantes

Sens	Semelle choisie	$A_{calculée}$	$A_{répartitionchoisée}$ (cm^2)	E_{SP} (cm)
X	SF3	4.6	10HA12 =11.31	15

➢ Semelles filantes sous voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à L'ELS et on adopte par la suit le maximum des deux résultats.
Les armatures principales-transversales- et les armatures de répartitions Avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ Armatures principales :**A =** $\frac{N(B-b)}{8*d*\sigma_s}$ **et esp=100/n**

Avec:

n : étant le nombre des barres

❖ **Armatures de répartition :** $A_{rep} = \frac{A(\text{cm2}).B\ (m)}{4}$ **et esp=**$\frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$

Avec:

$[\sigma_s]$ = 348Mpa à l'ELU : en situation durable.

$[\sigma_s]$ = 202 Mpa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

TableaIV-7. armatures des semelles filantes sous voiles

	Nu (kN/mℓ)	Nser (kN/mℓ)	D (cm)	Au (cm^2)	Aser (cm^2)	A_{finale}	Esp (cm)	$A_{rép}$	Esp (cm)
SF2	710.77	154.51	30	7.23	2.7	7HA12 =7.92	15	7HA12 =7.92	15

- **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.
La longueur de scellement égale à :

$$l_s = \frac{\phi}{4}\frac{f_e}{\zeta_s} = \frac{1,2}{4}.\frac{400}{2,8} = 42.85$$

$\frac{B}{8} = \frac{100}{8} = 12.5 \leq l_s = 42.85$
Donc :
Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages Courbés (crochets).

IV.4.poutre de libage:

❖ 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.

TableauIV-8.Dimensionnement de la poutre de libage

	B (m)	l(m)	h_p (m)	I (m^4)	l_e (m)	$\frac{\pi}{2}l_e$ (m)	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL	0.45	4.2	0.8	0.0192	3.422	5.373	C.V

$$l \leq \frac{\pi}{2}l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164200kN/m²).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

  I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p{}^3}{12}$
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau IV-9 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	ΣNi (ELU) (kN)	**ΣNi(ELS) (kN)**	**L(m)**	**q_u (KN/m^2)**	**q_{ser} (KN/m^2)**
PL	7885.74	5621.48	35	225.3	160.61

❖ **Calcul des moments :**

Tableau IV-10 : Détermination des moments de la poutre de libage

ELU		**ELS**	
M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
327.62	214.12	237.1	154.96

❖ Calcul du ferraillage de la poutre de libage:

➢ Armatures longitudinales :

Calcul à l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} ; \mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-11 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de

	Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	A_{Choix} (cm²)	$A_{montage}$ (cm²)
Travée	214.12	77	8.2	0.00	2HA12+4HA14	5HA14=6.16
Appui	327.62	77	12.8	0.00	4HA16+4HA14	4HA14=6.16

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable : [σb]= 15Mpa

[σs]= 202Mpa

Tab.VI-12 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

		A_{ELU}(cm²)	M_{ser}(kN.m)	σb(MPa)	σb≤[σb]	σs(MPa)	σs ≤ [σs]
PL	Travée	8.42	154.96	4 .7	C.V	56.8	C.V
	Appui	14.2	237.1	6.6	C.V	78.9	C.V

❖ Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3x1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

❖ **Armatures transversales :**

$$T_u = \frac{q_u . l}{2} = 473.13kN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d} = \frac{473.13 * 10^3}{450 * 770} = 1.36 \leq 2.5 \text{ cv}$$

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

$\Rightarrow \varphi_t = 10\ mm$ Alors en adopte **A = 6HA10 = 4.71 cm²**

- **Espacement [1]**

$$S_t \leq \min\left[20cm ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm ;\ 37.5cm\right]$$

❖ **Zone nodale :**

A_t= 6T10.

S_t = 10cm.

❖ **Zone courante :**

A_t= 6T10.

S_t = 20cm

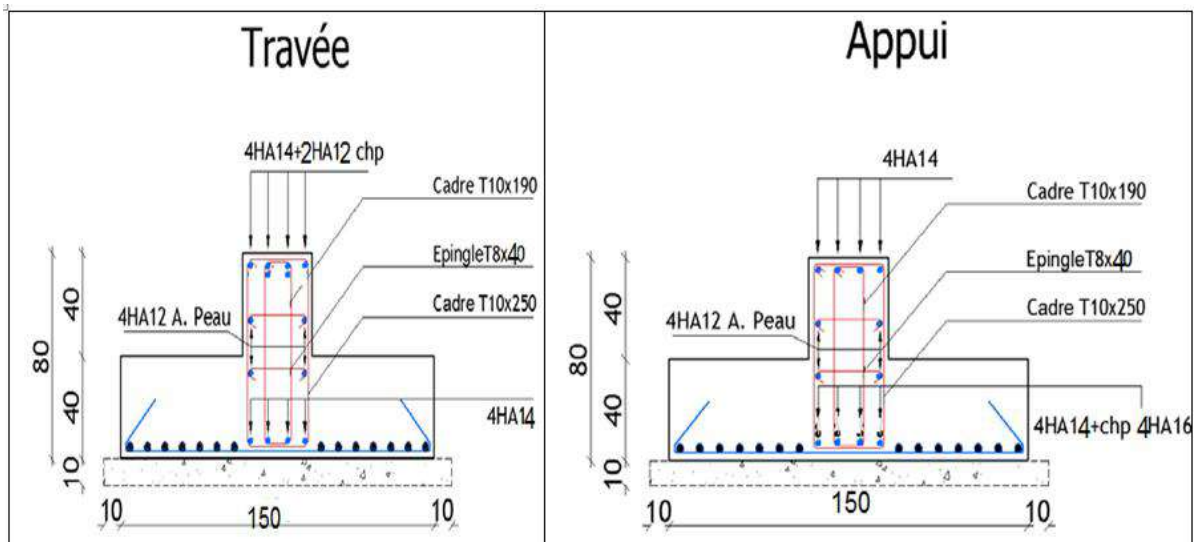


Figure VI-6 : Le ferraillage des semelles filantes sous poteau

VI.5. Calcul des longrines :

VI.5.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment en un effort de traction l'effort normal provenant des charges et des surcharges.

VI.5.2. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à: $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$ kN.

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : **α = 12 (**ZoneII**;** Site S 3).

- **E.L.U :** $F_U = \frac{N_U}{\alpha} \geq 20KN$
- **E.L.S :** $F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha}$

VI. 5.3. Calcul de ferraillage :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq \frac{N}{\sigma_s}$

- **Section minimale donnée par le RPA 99**

$A_r \geq 0.6\%B$

- **Condition de non fragilité [1]**

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

- **Vérification à E.L.S**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A}$$

$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202\text{MPa}$ on doit vérifier $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

VI. 5.3.1. Armatures transversales

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{ mm}$

$\Rightarrow \varphi_t\ 8\ mm$ Alors en adopte **A = 4HA8 = 2.01 cm²**

- **Espacement [1]**

$S_t \leq \min\left[20cm ; 15\varphi_1\right] = \min\left[20cm ;\ 18\,cm\right]$

$$s_t = \ 15cm$$

VI.5.3.2. Ferraillage longitudinal des longrines

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau IV-12 : Ferraillage longitudinal des longrines

	section	Nu	combinaison	α	Fu=$\frac{Nu}{\alpha}$	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	$A^{CBA}{}_{min}$	A_{choix}
longrine	30*30	1309,761	G+Q+Ex	12	109.14	3,13	1,2	7,1	6HA14 =9,23

Tableau IV-13 : Vérification des contraintes à l'ELS des longrines

	section	Nser	comb	α	Fu=$\frac{Nser}{\alpha}$	A_{adop}	σ_s(MPa)	$\sigma_s = \frac{Nser}{\alpha}$ (MPa)	A_{choix}
longrine	30*30	465,68	G+Q	12	39.4	3,93	1.20	7.20	6HA14 = 9.23

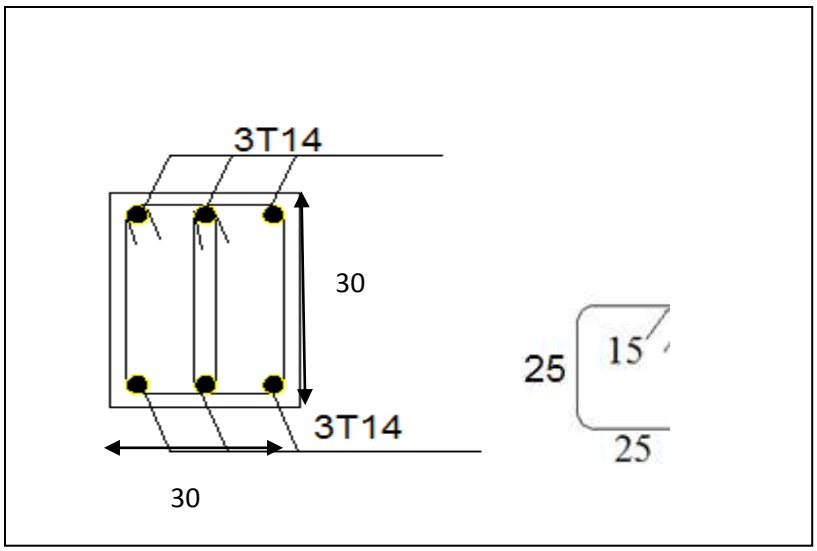


Figure IV-6 : Ferraillage des longrines

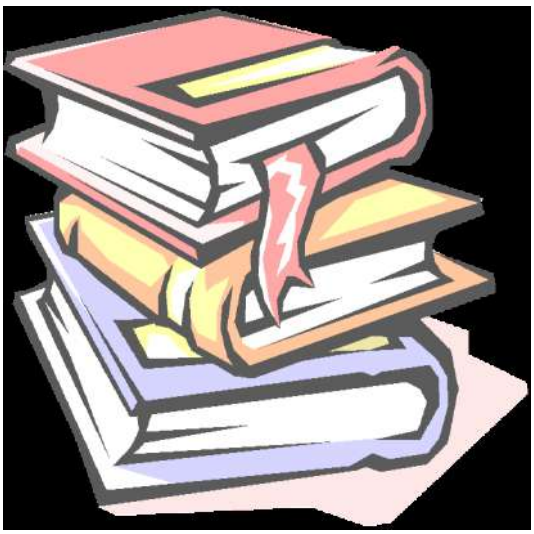
conclusions générales

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

L'analyse sismique constitue une étape importante dans la conception parasismique des structures car lors de cette étape nous avons renforcés la structure auto-stable qui a été prédimensionné par des voiles de contreventement. On constaté que la disposition des voiles est plus importante que leur quantité.

S'agissant de la fondation du bâtiment, la solution semelle filante s'est imposée dans notre cas. Son prédimensionnemnt a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes et à assurer une stabilité au renversement de l'ouvrage.

références bibiographiques



Documents réglementaires :

[1] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.

[2] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003.

[3] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Logiciels :

[4] SAP 2000 V19.

[5] Expert 2010

[6] Excel

[7] Autocad 2014