REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : Structure

THEME

Calcul D'une Maison De Jeune (SS+RDC+4)

Réalisé par :

ROUBEHIE FISSA Brahim

SEBBACHE Oussama

Dirigé par :

Mr. TALAÏCHE Zoheir

Promotion: juin 2017

Remerciement et louange à

ALLAH

Tout puissant, Seigneur des mondes qui nous a accordé la santé,

La force et le courage nécessaire pour réaliser cette étude.

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à adresser nos remerciements
Les plus chaleureux à tous ceux qui, par leurs enseignements, leurs
Soutiens et leurs conseils, nous ont aidés
À la réalisation de ce projet.

Nous exprimons nos sincères reconnaissances à notre encadreur, ***M.Talaïche Zoheir,*** *pour son implication dans notre travail, pour*
Son aide, sa riche contribution et ses précieux conseils.

En effet, il a suivi le déroulement de ce travail avec beaucoup d'attention, il nous a laissé une grande liberté dans la gestion de notre travail, tout en y gardant un œil critique et avisé.
Nous ne saurons jamais assez la remercier pour ses conseils éclairés
Et pour la confiance qu'il nous a accordé. Nous avons pu apprécier ses qualités humaines, scientifiques et professionnelles.

Pour toutes ces raisons, nous penserons toujours à lui avec
Une grande reconnaissance et un profond respect.
Pour terminer Veuillez recevoir Monsieur, l'expression de nos très sincères Remerciements et notre haute considération.

Nos chèrs parents pour leur croyance en nous, et de nous avoir soutenus dans cette voie.

Enfin nous remercions tous nos amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de notre travail.

Dédicace

Nous dédions ce travail à nos très chères familles en témoignage de l'amour, du respect et de notre profonde et éternelle gratitude que nous leurs portons ;

à nos chers parents nous les remercions pour leurs présence à notre côté ainsi que leurs encouragements et conseils judicieux qu'ils nous ont apporté, par leurs grands cœur

Sans leurs sacrifices ce fruit de réussite ne sera jamais né

Merci d'être toujours là pour nous

À notre encadreur pour sa patience et son aide, nous lui disons Merci

Ă tous nos amis et à ceux qui nous sont chers, nous saisissons cette occasion pour les remercier d'être présents dans notre vie.

Ă ceux qui ne sont pas dans les lignes mais toujours présents dans le cœur, et

Ă tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Merci à tous.

ملخص

***هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال متعدد مكونة من (طابق تحت الأرض + طابق أرضي +أربعة طوابق) والمقرر بناؤها في إطار إنشاء دار الشباب و سكن وظيفي بالجزائر العاصمة و المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا .(III)**

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

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

*** القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.**
*** قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.«SAP version 19.1»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

RESUME

Ce projet est une étude d'un bâtiment multi-usage (01Sous-sol + RDC+4étages) qui sera implanté à ALGER dans le cadre de la création d'une maison de jeune et logement de fonction, cette région est classée dans la zone de forte sismicité III

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 « SAP version 19.1 ».

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

ABSTRACT

This project is a study of a building multi-purpose, (01Underground+ground+4stories) will be implanted at ALGEIRS city in the setting of the creation of a youth house and function housing ,this region is classified in the zone of high seismicity III.

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finit elements method) using the program « SAP version 19.1».

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

LISTE DES MATIERE :

Liste des abréviations……..I

Liste des tableaux……II

Liste des figures……..III

Chapitre I : Généralités et Présentation du projet

I.1 .Généralités ……1

I.1.1 Le Béton armé (B.A).....……....…….1

a. Définition……...…….....1

b. Avantages et inconvénients du béton armé……...……..2

I.1.2. Les matériaux composant le béton…….....…….3

a. Ciment..……...……....3

b. Granulats…….……...3

I.1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux…….……4

a. Béton (B25) …...…….……4

b. Acier (FE400) ……...……4

I.1.4. Résistances mécaniques du béton……..…….....……..4

a. Résistance à la compression…….……..….....……4

b. Résistance à la traction…..…….……...…… 5

I.1.5. Contrainte limite……...……..……...……5

a. Définition des états limites…….……..……...5

I.1.6. Contrainte limite du béton…….....……6

a. Contrainte ultime du béton (ELU)……..……6

b. Etat limite de service de béton (ELS)……..……7

I.1.7. Contrainte limite d'acier……..……...…….....7

a. Acier …….……..... 7

b. Etat limite ultime d'acier ……...……... 8

c. Etat limite de service d'acier……...…….…..…….....8

I.1.8. Règlements Algériens……..……..8

a. Actions et sollicitations……..……..……...9

1. Les actions.……9

2. Les sollicitations…...…….……..……9

I.2. Présentation du projet ……..…….9

I.2.1. Présentation du Bâtiment……...……9

I.2.2. Implantation de l'ouvrage …….……..……10

I.2.3. Dimensions …….…….……...……10

a. en élévation …...…….……...……10

b. en plan……..…….……...……...……10

I.2.4. Conception de la structure……...……16

I.2.5. Plancher …….……16

a. Plancher à corps creux ……..……..……...….16

b. Plancher à dalle pleine…….……...……16

I.2.6. Escalier ……..……..……...……..16

I.2.7. Maçonnerie ……..…….……...……17

a. Murs extérieurs ……..……...……..17

b. Murs intérieurs……..……...……17

I.2.8. Revêtement…….……...…..17

I.2.9. Acrotères……..……17

I.2.10. Les hypothèses de calcul……..…….17

I.3.Conclusion……..……....18

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

II.1. Introduction …..…….…….……19

II .2. Pré dimensionnement des planchers ……...……...……19

II.2.1. planchers à corps creux…….……19

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations…….....20

II.3.1- Maçonnerie ……...……20

a. Murs extérieurs (à double-cloison) ……..……20

b. Murs intérieurs (à simple paroi)……...……...…….21

II.3.2- Plancher terrasse……..……...…..22

a. Charges permanentes ……...……...……...…….22

b. Charges d'exploitation…….……..22

II.3.3. Plancher étage courant ……...……...…….……23

a. Charges permanentes ……...…….……23

b. charges d'exploitation…….…….…….23

II.4. Pré-dimensionnement des éléments structuraux ……....24

II.4.1 Prédimensionnement des poutres …..…….……24

II.4.2 Prédimensionnement des poteaux……...……..……25

a. Étapes de Pré dimensionnement…..……...…….……..26

1. Choix du poteau le plus sollicité

2. Dimensions initiale des poteaux :

3. Calcul de la longueur de flambement Lf ……..…….26

4. Calcul de l'effort Nu : ……...……..…….28

5. Détermination des charges et surcharges …….29

6. Descente des charges……..……...29

-Charges permanentes ……...……..29

-Charges d'exploitation ..……...……30

7. Vérification selon le RPA99v2003…….……..31

II.5. Prédimensionnement des voiles.…….…….…….31

II.6. Conclusion…….……..32

Chapitre III : Calcul Des élément Secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère ……..……...……33

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations…….…….……..33

III.1.2. Calcul des efforts …….……...…….…33

III.1.3. Calcul du ferraillage …...……..34

a. À E L U ……...……...……34

b. Vérification à l'E.L.S ……..……36

III.1.4-Vérification de l'effort tranchant …….……..38

III.1.5- Vérification de l'acrotère au séisme…….……38

III.2. Plancher à corps creux…….…….39

III.2.1-La dalle de compression..……...…… ……...…39

III.2.2- Les poutrelles…….…….…..41

a. avant coulage…..…….…….41

b. Après coulage ……..…42

III.3. Les escaliers ……..…….56

III.3.1. Introduction…….56

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier…….……56

III.3.3. Pré dimensionnement ……..……...57

a. Escalier à deux volées 1er cas …….……...……57

b. Escalier à deux volées 2eme cas…….……..65

III.3.4. Calcul de la poutre palière ……..……71

a. pré-dimensionnement ……..…….71

Chapitre IV : L'étude Dynamique

IV.1. Introduction ……....……..…….84

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure …...……...…84

IV.2.1. Centre de masse ……..……..…..84

IV.2.2. Centre de torsion ……..……85

IV.2.3. Excentricité …….……88

a. excentricité théorique (statique)……..88

b. excentricité accidentelle …….…….89

c. Effets de la torsion accidentelle ……...……...…...……..90

IV. 3 Choix de la méthode de calcul ……....91

IV. 3.1 Introduction …….91

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale …….……...…….91

IV.3.3 Résultats de l'analyse dynamique….……..98

IV.4. Conclusion ……...……110

Chapitre V : Ferraillage Des éléments Résistants

V.1- Introduction ……...……...111

V.2.Ferraillage des poutres…..…….111

V.2.1.Introduction……...……111

V.2.2.Recommandations du RPA99…..…….……112

a. Armatures longitudinales…….……112

b. Armatures transversales……...……...……....112

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service…….…..113

V.2.4- Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA……...…….114

V.2.5-Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant……..…….116

a. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton……...…...116

V.2.6.Calcul des armatures transversales …….……..118

V.2.7.Vérification de la flèche ……..…….…….…..119

V.3. Ferraillage des poteaux…….……122

V.3.1. Introduction…….…….……122

V.3.2. Recommandations du règlement RPA99 version 2003……..122

V.3.3. Sollicitation extrêmes de ferraillage……...……..123

a. 1er cas : influence du moment……..……...…..…….123

b. 2 eme cas : influence de l'effort……...……..123

c. 3eme cas : effort normal minimum…….……...……123

V.3.4. Etat limite ultime de stabilité de forme……123

V.3.5. Détermination des sections d'acier……..124

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service ……...…….…126

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant ……....……...…127

a. justification de la contrainte de cisaillement……...……..…….127

V.3.8. Armatures transversales…….……..128

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) …….…..130

V.4- Ferraillage des voiles……...…….132

V.4.1- Introduction…….……..132

V.4.2- Les voiles pleins…….……..132

V.4.3- Voiles avec files d'ouvertures …….……132

a. Les trumeaux……...……...…….132

b. Les linteaux……...……..……...…….133

V.4.4- Méthode de calcul …….…….…..…133

a. Recommandations des règlements ……..…..…….133

b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux…… ……..135

V.4.5 Ferraillage des voiles pleins …….……136

a. armatures verticales…… ……...……...…..136

b. Calcul des armateurs horizontales ……...……..……..140

c. Armatures transversales …….....……...…140

V.4.6. Ferraillage des trumeaux…….……142

a. Vérification des armatures à l'ELS……..…..……...142

b. Las armatures horizontales ……...……...……143

V.4.7. Ferraillage des linteaux……...……143

Chapitre VI : Etude De L'infrastructure

VI.1. Voile périphérique…..…..…….....148

VI.1.1 introduction ……148

VI.1.2 Etude du voile périphérique ….……..148

a. Dimensionnement ……...148

b. Détermination des sollicitations…...……...……..…….148

c. Evaluation des charges…...……...…….……149

-charge permanente…….……..149

-charge d'exploitation…….……...149

-combinaisons d'actions ……...…….…….150

d. Ferraillage des voiles périphériques ……...……....…….150

-Détermination des moments à l'ELU……..…….150

-Détermination des moments à l'ELS…….……...151

-Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple….....151

-Vérification des contraintes à l'ELS …… ……152

e. Vérification de la contrainte de cisaillement ……....……...…...152

VI.2. Les longrines ……..……154

VI.2.1. Pré dimensionnement……..……154

VI.2.2. Sollicitations……...154

VI.2.3. Ferraillage……...154

a. Armatures longitudinales...……155

b. armatures transversales…….……156

VI.3.Les fondation ……157

VI.3.1. Introduction …….……..157

VI.3.2. Type de la Fondation ……...……..157

VI.3.3. Connaissance Du Site et du Sol…….…158

VI.3.4. Choix du Type de Fondation……..158

VI.3.5. Calcul du fondation……...……..159

a. Calcul des semelles isolées…….……..159

-Pré dimensionnement……..159

- Semelle Intermédiaire S1 ……...159

-Semelle Intermédiaire S2…….……160

-Vérification des contraintes sous semelle à ELS ……....160

-Condition de chevauchement……..……..161

b. Calcul des semelles filantes…….……161

-Semelle filante sous voiles et poteaux…….……161

c. Radier général……..……163

-Introduction……...……163

-Surface nécessaire……...…...163

-Pré-dimensionnement de radier……..……...163

-dimensionnement des nervures……166

d. caractéristiques géométriques du radier ……...…..…….168

e. Vérification de la stabilité du radier……...……...…169

f. Vérification des contraintes dans le sol……..170

g. ferraillage du radier……...……..……...……..170

h. Espacement .……176

VI.3.8. ferraillage des nervures...……176

a. Calcul des efforts…….176

b. Calcul des armatures……...……...176

c. Vérification des contraintes l'ELS……..……..177

d. Vérification de la contrainte tangentielle du béton…..……...…….177

e. Vérification de la contre flèche…..…...…….……...177

f. Armatures transversales……..……...178

NOTATIONS

❖ *Majuscules romaines :*

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal 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.

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

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

f_e ***:*** Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jour.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

❖ ***Majuscules grecques :***

Σ : sommation.

W : poids.

❖ ***Minuscules grecques :***

α: Angle.

ε: Déformation relative.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

❖ ***Autres notations :***

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II .1 : charge permanente du mur double cloison……21

Tableau II .2: charge permanente du mur simple cloison……21

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse……22

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant……23

Tableau II.5 : pré-dimensionnement de la poutre……25

Tableau II.6: pré-dimensionnement des poteaux……26

Tableau II .7 : détermination de la longueur de flambement……27

Tableau II .8: calcul de $\overline{N_u}$……28

Tableau II.9 : Tableau des charges permanentes ……29

Tableau II.10 : Tableau des charges d'exploitation ……30

Tableau II-11 : Tableau de vérification ……30

Tableau II.12 : vérifications de coffrage des poteaux……31

Tableau III.1 : Les charges……33

Tableau III.2 : Les efforts……33

Tableau III.3 : Les données……34

Tableau III.4 : les charges de la poutrelle avant collage……41

Tableau III.5 : Calcul des moments……42

Tableau III.6 : Détermination le nombre des étaiements……42

Tableau III.7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage……45

Tableau III.8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)……45

Tableau III.9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS)……46

Tableau III.10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)……47

Tableau III.11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS)……47

Tableau III.12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)……..…49

Tableau III.13: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)……49

Tableau III.14 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELU)…….……..…50

Tableau III.15: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS)…….……50

Tableau III.16: Récapitulations des efforts internes…….……..……51

Tableau III.17 : Calcul des armatures …….…….…….…….…….……..…52

Tableau III.18 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles……..……..…53

Tableau III.19 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……...……54

Tableau III.20 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……55

Tableau III.21 : vérifications de la flèche des poutrelles……..……..…55

Tableau III.22: Poids propre du palier de repos de l'escalier……...……58

Tableau III.23 : Poids propre de la paillasse de l'escalier…….……..…59

Tableau III.24 : Combinaison des charges de l'escalier……..……..……59

Tableau III.25 : les données…….…….…….…….……..……61

Tableau III.26 : Calcul des sections d'acier de l'escalier…….…..……61

Tableau III.27: Les armatures de répartition…….…….…….……..…61

Tableau III.28 : Vérification de l'espacement …….…….…….…….……62

Tableau III.29 : Vérification à l'E.L.S …….…….…….…….……..…63

Tableau III.30 : Vérification de la flèche de l'escalier…….…….……65

Tableau III.31 : Poids propre du palier de repos de l'escalier…….…….……66

Tableau III.32 : Poids propre de la paillasse de l'escalier…….…….……66

Tableau III.33 : Combinaison des charges de l'escalier……..…..……67

Tableau III.34 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……..…..……..…68

Tableau III.35: Les armatures de répartition…….…….…….……69

Tableau III.36 : Vérification de l'espacement ……69

Tableau III.37 : Vérification à l'E.L.S ……70

Tableau III.37 : Vérification à l'E.L.S……71

Tableau III.39 : pré dimensionnement de la poutre palière……72

Tableau III.40: Les efforts agissants sur une poutre palière ……73

Tableau III.40: les données……74

Tableau III.41: Calcul des sections d'acier de la poutre palière……74

Tableau III.42: Vérification à l'E.L.S ……77

Tableau III.43 :vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière ……77

Tableau III.44: pré dimensionnement de la poutre palière……78

Tableau III.45 : Les efforts agissants sur une poutre palière ……79

Tableau III.46: les données……80

Tableau III.47 : Vérification à l'E.L.S ……82

Tableau III.48: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……82

Tableau IV.1 : Calcul du centre de masse …… 85

Tableau IV.2 : calcul du centre de torsion……88

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité théorique……89

Tableau IV.4: Calcul de l'excentricité accidentelle……90

Tableau IV.5 : Calcul de l'excentricité totale……90

Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R……93

Tableau IV.7 : Justification en pourcentage de coefficient de R ……94

Tableau IV.8 : Justification du coefficient de comportement R……95

Tableau IV.9 : Justification en pourcentage de coefficient de R……96

Tableau IV.10 : détermination du facteur de qualité Q du bloc A……97

Tableau IV.11 : comportement des trois premiers modes……..……...…..……99

Tableau IV.12 : coefficient de participation ……..……...……100

Tableau IV.13 : vérification des périodes……..……..……101

Tableau IV.14 : Calcul de la force sismique (M.S.E)……..……..……103

Tableau IV.15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……103

Tableau IV.16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X……..……105

Tableau IV.17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..……106

Tableau IV -18 : calcul du moment de renversement……..……..……107

Tableau IV- 19 : calcul du moment stabilisant……..……..……107

Tableau IV.20 : Vérification de stabilisation ……..……..……108

Tableau IV.21 :Vérification des déplacements inter-étages sens X……..…108

Tableau IV.22 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y……...……..…109

Tableau IV.23 : Vérification de l'effet P-Δ sens X……..……..……110

Tableau IV.24: Vérification de l'effet P-Δ sens Y……..……..……110

Tableau V.1 : Les données de calcul……..……..…..111

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales……..…..112

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……..……..113

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……..…..113

Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……..…114

Tableau V.6 : vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA……..…...115

Tableau V.7 : vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA……..…..115

Tableau V.8 : vérification de ferraillage des poutres secondaires selon RPA……..…..116

Tableau V.9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA……...…116

Tableau V.10 : Calcul de $\bar{\tau}_u$ 117

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……..……117

Tableau V.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……..……...117

Tableau V.13 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales ……..……..……..……..……..……..……..……..118

Tableau V.14 : Calcul des armatures transversales……..……..……..……..……119

Tableau V.15 : Vérification de la flèche des poutres……..……..……..119

Tableau V.16 : Les Armatures longitudinaux des poteaux……..……..……..…125

Tableau V.17 : Valeurs des contraintes des poteaux à l'ELS……..……..…126

Tableau V.18 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement……..……128

Tableau V.19: Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux……..……..130

Tableau V.20: Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux……..…130

Tableau V.21 : Les données de calcul……..……..……..……136

Tableau V.22: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……..……137

Tableau V.23 : Vérification des armatures à l'ELS des voiles pleins……..……139

Tableau V.24: Calcul des armatures horizontales des voiles pleins……..……..140

Tableau V.25: Calcul des armatures verticales des trumeaux……..……..142

Tableau V.26: Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux…….……142

Tableau V.27: Calcul des armatures horizontales des trumeaux……..……143

Tableau V.28: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……..……147

Tableau V.29 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……147

Tableau VI.1 Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU……..……..……152

Tableau VI.2 Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS……..……152

Tableau VI.3: valeur de alpha……..……..……..……154

Tableau VI.4: des sollicitations des semelles isolées……..……..…157

Tableau VI.5: Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux……162

Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELU……..……..……..……172

Tableau VI.5(BIS) : Calcul des moments à l'ELU……..……..……173

Tableau VI.6: Calcul des moments à l'ELS……..……..……..……173

Tableau VI.6(BIS) : Calcul des moments à l'ELS……..…….…….…….……174

Tableau VI.7: Ferraillage des panneaux du radier à l'ELU…….…….…….……175

Tableau VI.8: Vérification des contraintes à l'ELS…….…….……175

Tableau VI.9: Ferraillage des nervures a l'ELU…….…….…….……176

Tableau VI.10:Vérification des contraintes des nervures……...…….…….……177

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: Evolution de la résistance du béton à la traction ***ftj*** enfoncions descelle à la compression ***fcj*** 6

Figure I-2 : Diagramme des Contraintes Déformations du béton.....7

Figure I-3 : Diagramme de La contrainte a E.LS en compression du béton.....8

Figure I-4 : différents type d'acier (H.A).....8

Figure I-5 : diagramme contrainte-déformation d'acier.....9

Figure I-6 : plan de toiture.....11

Figure I-8 : plan de sous sol.....12

Figure I-9 : plan RDC.....13

Figure I-10: plan étage courant.....14

Figure I-11: plan de 4eme étage 14

Figure I-12: plan coup A-A.....15

Figure I-13: plancher a corps creux.....16

Figure I-14: Escalier.....17

Figure II.1: dimensionnement de plancher à corps creux.....19

Figure II.2: Dimensions du corps creux.....20

Figure II.3 : Plancher à corps creux.....20

Figure II.4 : Brique double cloison.....20

Figure II.5 : Brique simple cloison.....21

Figure II.6: composants d'un plancher terrasse.....22

Figure 2.7 : composants d'un plancher courant.....23

Figure II .8 : Section réduite du poteau.....27

Figure II .9: représentation du poteau le plus sollicité.....29

Figure II .10 : Coupe de voile en plan Voile en 3D 31

Figure III.2 : Section de B.A à l'ELU ……..33

Figure III.3 : Ferraillage de l'acrotère……34

Figure III.4 : disposition constructive des armatures de la table de compression……39

Figure III.5 : schématisation de la poutrelle avant coulage……40

Figure III.6: Choix de disposition des étaiements……41

Figure III.7 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELU)……43

Figure III.8 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELS)……46

Figure III.9 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées(ELU)……47

Figure III.10 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées(ELS)……48

Figure III.11 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELU)……48

Figure III.12 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELS)……50

Figure III.13 : Différents efforts dans la poutrelle à une seule travée (ELU)……51

Figure III.14 : Différents efforts dans la poutrelle à une seule travée (ELS)……51

Figure III.15 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages……52

Figure III.16 : Disposition constructive des armatures……53

Figure III.17: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)……55

Figure III.18 : Représentation d'un escalier……56

Figure III.19 : Dimensions de l'escalier……57

Figure III.20: Schéma statique à l'E.L.U……60

Figure III.21 : Schéma statique à l'E.L.S……60

Figure III.22 : Dimensions de l'escalier……65

Figure III.23 : Schéma statique à l'E.L.U……67

Figure III.24 : Schéma statique à l'E.L.S……68

Figure III.25 : Dimensionnement de la poutre palière……71

Figure III.26: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)…… ……73

Figure III.27 : Différents efforts dans la poutre palière(ELS)……...…73

Figure III.28 : Ferraillage de la poutre palière…….……...……77

Figure III.29 : Dimensionnement de la poutre palière……..……78

Figure III.30: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)……...…..……79

Figure III.31: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)…….……79

Figure III.32: ferraillage de la poutre palière…….…… ……83

Figure IV.1 :schéma représentatif du centre de masse et du centre de torsion…….…… …85

Figure IV.2 : Inerties des voiles et des poteaux…….…….…….… …88

Figure IV.3 : Spectre de réponse…….…….…….…….…... ……98

Figure IV -4 : Le comportement des trois premiers modes……...…… …99

Figure IV.5 : Les forces agissant sur la stabilité au renversement…….……...…… …104

Figure IV.6 : Distribution des forces sismiques…….……..… …104

Figure IV.7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……..… …105

Figure IV.8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y…….…… ……106

Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres…….…….. 114

Figure V.2: Coupe Poutre Principale Niveau terrasse…….…….. 120

Figure V.3: Coupe Poutre Principale Niveau Etages courant…….…….. 120

Figure V.4: Coupe Poutre Secondaire Niveau Terrasse…….…… …121

Figure V.5: Coupe Poutre Secondaire Niveau Etages courant……121

Figure V.6: Les poteaux 35*35……131

Figure V.7: Les poteaux 40*40……131

Figure V.8: Les poteaux 45*45……131

Figure V.9: Disposition des armatures verticales dans les voiles…… ……135

Figure V.10 : disposition des voiles……136

Figure V.11: Les armatures transversales et les épingles des voiles…… …141

Figure V.12: La zone de recouvrement des voiles…… …..141

Figure 13: schéma représentatif des linteaux…… ……143

Figure V.14: Moments et efforts tranchants dans les linteaux……145

FigureV.15: Armatures du linteau selon le RPA 99…… ….146

Figure VI.1 Schéma du chargement qui vient au voile périphérique…… …147

Figure VI.2: Schéma des dimensions du voile périphérique…… ……150

Figure VI.3: disposition de ferraillage du voile périphérique…… ……153

Figure VI.4: vue en 3D voile périphérique…… …153

Figure VI.5 : Ferraillage des longrines…… ……156

Figure VI.6 : schéma d'une semelle filante sous voiles et poteaux…….……161

Figure VI.7 : schéma d'un radier nervuré……164

Figure VI.8: Schéma statique du bâtiment……168

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur une maison de jeune et deux appartements de fonction en SS+R+4 implanté en zone de sismicité forte (zone III), le bâtiment a une ossature contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- **La première étape** portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **La deuxième étape** sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- **La troisième étape** sera le calcul des éléments non structuraux (Acrotère, escalier, poutrelles, la table de compression).
- **La quatrième étape** consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques.
- **La Cinquième étape** sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).
- **La sixième étape** sera le calcul de l'infrastructure (voile périphérique, longrine, fondation).

CHAPITRE I

GENERALITES ET PRESENTATION DU PROJET

I.1 .Généralités :

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économies de l'espace. Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a pour but :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- L'Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses) ;
-la ductilité
- Le Confort ;
- L'Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul Bâtiments de bibliothèque ou d'archive d'importance régionale, musée, etc.., implantée dans une zone de forte sismicité, comportant un sous-sol, un RDC et 4 étages est réalisé à Alger.

I.1.1 Le Béton armé (B.A):

a. Définition :

Le béton armé est un élément mélangé par plusieurs matériaux. Il est constitué par la réunion de deux matériaux que nous supposons simple c'est : le béton et l'acier, disposés d'une façon à utiliser d'une manière économique la résistance de chacun d'eux.

On appelle béton, le mélange dans des proportions convenables des éléments suivants :

1/ Liant hydraulique (ciment).

2/ béton granulats (agrégats) (sable, gravier,.....).

3/ l'eau.

On appelle béton armé, le matériau obtenu en ajoutant au béton des barres en acier, ces barres en acier sont généralement appelées armatures

Dans l'association béton + acier, le béton résiste aux efforts de compression et l'acier résiste aux efforts de traction et éventuellement aux efforts de compression si le béton ne suffit pas pour prendre tous les efforts de compression qui existent.

Béton → Compression (Résistance à la compression = 20 MPa à 40 MPa)(Résistance à la traction = 2 MPa à 4 MPa)

Acier → Traction ou compression (200 MPa à 500 MPa).

b. Avantages et inconvénients du béton armé :

Avantage :

- **L'intérêt économique :**Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments. On dit que l'acier est actuellement le seul matériau utilisé dans la fabrication des armatures vu sa résistance élevée et son prix le moins cher des matériaux pouvant être résistants à la traction.
- **La souplesse d'utilisation :**le béton étant mis en place (dans des moules : coffrage) à l'état pâteux , il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées et les armatures peuvent être facilement liées. Les assemblages entre différents éléments en béton se réalisent par simple contact. Le béton armé se traite facilement à la préfabrication en usine.
- **Economie d'entretien :**les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoins d'être peintes régulièrement.
- **Résistance au feu :**les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie que les constructions métalliques ou en bois. Le béton, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique, retarde les effets de la chaleur sur les armatures. Il est possible de remettre en service la construction après les réparations superficielles

ce qui est impossible pour les constructions métalliques. Cette propriété a permis d'utiliser le béton armé dans certaines parties des fours.

- **Résistance aux efforts accidentels:** le béton armé en raison de son poids important est moins sensible aux variations de surcharges que d'autres modes de constructions.
- **Durabilité :**le béton armé résiste bien à l'action de l'eau et de l'air, la seule condition à observer à la protection des armatures.

Inconvénients :

- **Le poids :**les ouvrages en B.A sont plus lourds que les autres modes de constructions.
- **L'exécution :**pour exécuter un ouvrage en béton armé il nous faut :

  * Une Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteint une résistance suffisante.

  *Le placement des armatures.

  * Pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour le protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.

  * Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **La Brutalité des accidents :** les accidents qui surviennent d'un ouvrage béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.
- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé :**Il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

I.1.2. Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. **Ciment:** Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. **Granulats:** Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

- ***Sables :*** Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- ***Pierrailles :*** Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux utilisés pour le projet auront les comportements mécaniques suivants :

a. Béton (B25) :

- *Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) :* En fissuration Peu Préjudiciable (FPP) : τu = 3,33 MPaEn fissuration Préjudiciable (FP) et Fissuration Très Préjudiciable (FTP) τu= 2,50 Mpa
- *Contrainte limite à la compression (Art 4 –3 .41 BAEL91) :* fbc=14,20MPa
- *Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91) :* σbc=15 MPa
- *Résistance caractéristique à la traction :* ft28 = 2,1 MPa
- *Module de déformation instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)* : Eij=32164,2 MPa
- *Module de déformation différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) :* Evj=10819MPa
- *Le coefficient de poisson est pris égal à :*

  ν= 0 : pour calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).

  ν = 0.2 : pour calcul des déformations (béton non fissuré) .

b. Acier (FE400) :

- Résistance à la rupture Fr = 14 MPa ;
- Module d'élasticité longitudinal : Es = 200000 MPa
- Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU : σs = 348 MPa (γs =1,15)
- Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS
- En Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) : σst = 267 MPa
- En fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) : σst = 214 MPa.

I.1.4. Résistances mécaniques du béton :

a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton ***fcj***à **j** jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de **350 Kg/m 3** de ciment **CPA325,** la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à **25 MPa** (***fc28* = 25 MPa**).

----> Pour des résistances ***fc28*** **≤ 40MPa** :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4.76 + 0.83\,j}\, fc28 & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1{,}1\ f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

----> Pour des résistances ***fc28*** **> 40M**Pa

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{1.40 + 0.95\,j}\, fc28 & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à ***j*** jours, notée ***ftj***, est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} & \text{si } fc28 \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0{,}275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } fc28 > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

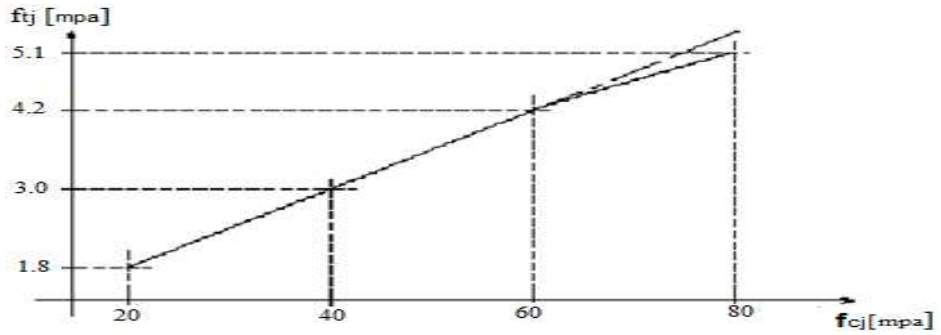


Figure I-1: Evolution de la résistance du béton à la traction ***ftj*** enfoncions descelle à la compression ***fcj***

I.1.5. Contrainte limite :

a. Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçue et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : **Sa ruine totale ou partielle**.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

- ***Etat limite ultime (ELU) :***

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

-Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

-Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton

-Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

- ***Etat limite de service (ELS) :***

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

I.1.6. Contrainte limite du béton :

a. Contrainte ultime du béton (ELU) :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- $\varepsilon_{bc1} = 2\ ‰$
- $\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3{,}5\ ‰ & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{Mpa.} \\ \text{Min } (4{,}5\ ;\ 0{,}025 f_{cj})\ ‰ & \text{si } f_{cj} > 40\text{Mpa.} \end{cases}$

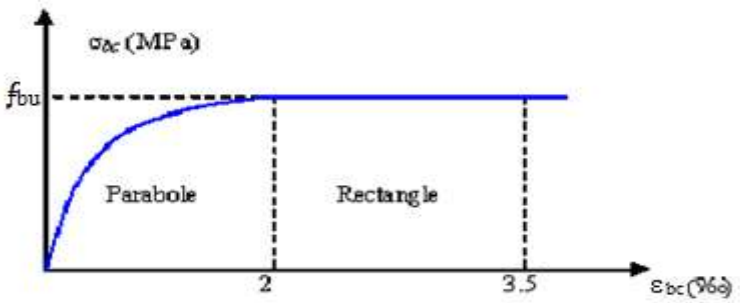


Figure I-2 : Diagramme des Contraintes Déformations du béton

$$f_{bu} = \frac{0.85.f_{cj}}{\theta\ \gamma_b}$$

fbu : Contrainte ultime du béton en compression :

bγ : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour Les combinaisons accidentelles.

θ: coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

• 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions
Considérée est supérieure à 24 h.

• 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

b. Etat limite de service de béton (ELS):

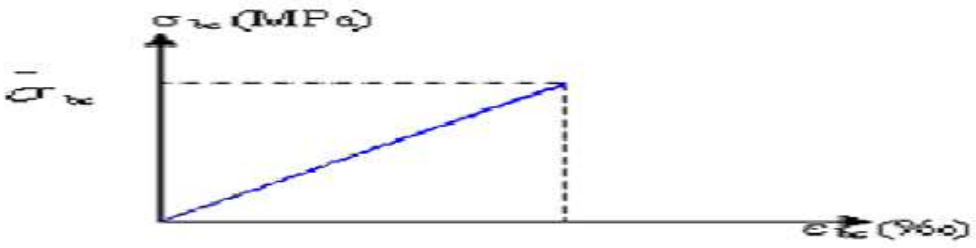


Figure I-3 : Diagramme de La contrainte a E.LS en compression du béton

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28}$.

$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

I.1.7. Contrainte limite d'acier :

a. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.



Figure I-4 : différents type d'acier (H.A)

b. Etat limite ultime d'acier :

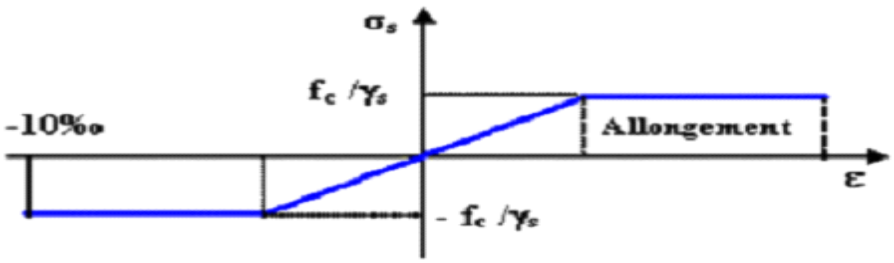


Figure I-5 : diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité.

γ_s= 1 cas de situations accidentelles.

γ_s= 1.15 cas de situations durable ou transitoire.

c. Etat limite de service d'acier :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

• Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

• Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right).$$

η : Coefficient de fissuration.

η = 1 pour les ronds lisses (RL).

η =1.6 pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

I.1.8. Règlements Algériens :

(**R.P.A. 99 version 2003**) C'est les règlements techniques algériens qui viennent se substituer à la pratique admise du B.A.E.L (Béton Armé aux Etats Limites) et C.B.A.93 (conception et de Calcul des structures en Béton Arme) ; en donnant des recommandations spéciales pour le pays Algérien dans le domaine parasismique R.P.A (Règlement Parasismique Algérien) et charge et surcharge.

a. Actions et sollicitations :

1. Les actions : [C.B.A.93 /A.3.1] :

On appelle actions, les forces et les charges appliquées aux déformations imposées. On distingue trois types d'actions :

- ***actions permanentes (G) : [CBA93/A.3.1.2]***
  Ce sont des actions continues dans l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Exemple : le poids propre.
- ***actions variables (d'exploitations). (Q) : [CBA93/A.3.1.3]***
  Ce sont des actions dans l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. La durée d'application est très faible par rapport aux durées de vie de constructions.
  Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction.
- ***action climatique : [CBA93/A.3.1.3]*** Exemple : Vent, température
- ***actions accidentelles: [CBA93/A.3.1.4]*** Ce sont des actions provenant de phénomènes se produisant rarement avec une faible durée d'application. Exemple : séisme…

2. Les sollicitations [C.B.A.93 /A.3.2]:

Ce sont les efforts normaux et tranchants et les moments fléchissant et de torsions qui sont calculés à partir des actions en utilisant les formules de la RDM.

Remarque:

- l'effort tranchant est compté positivement vers le haut;
- le moment de flexion est compté positivement dans le sens des aiguilles d'une montre;
- l'effort normal est compté positivement vers la droite (la compression est positive).

I.2. Présentation du projet :

I.2.1. Présentation du Bâtiment :

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment R+4+sous-sols(parking)+02 appartements. La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et régularité en élévation.

D'après **la classification des RPA99 version 2003:**

*****Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

*Le bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité (zone III) a la wilaya d'Alger.

*Le site est considéré comme meuble (S3)

I.2.2. Implantation de l'ouvrage :

Le terrain retenu pour recevoir le projet de maison de jeune (4 étages) + parkings+02 appartements de fonction, situé à la wilaya d'Alger.

La conception architecturale est prévue pour la projection d'un bâtiment multi-usage.

I.2.3. Dimensions :

a : en élévation :

Hauteur dernier étage ……..03,06 m.

Hauteur des étages courants ……...03,23 m

Hauteur de RDC ……03,23 m.

Hauteur de sous-sol……..…03,40 m.

Hauteur totale ……..19.38 m.

b : en plan : La structure présente une forme irrégulière en plan, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après:

La longueur totale ……...….29.9m.

La largeur totale ……..….15.2m.

La surface totale ……..…395 m².

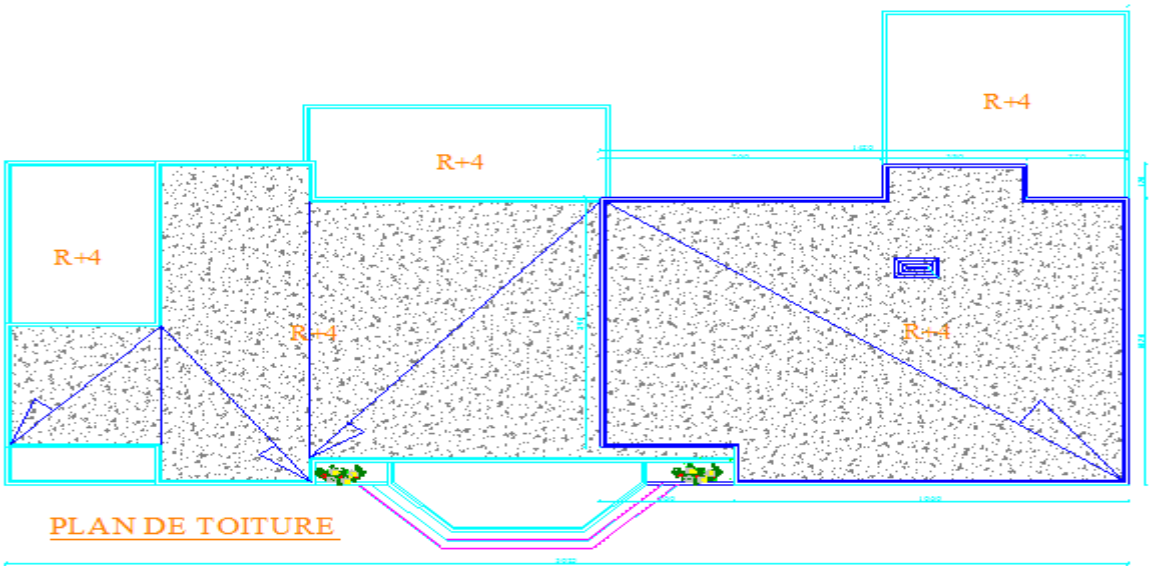


Figure I-6 : plan de toiture



Figure I-7 : plan de masse

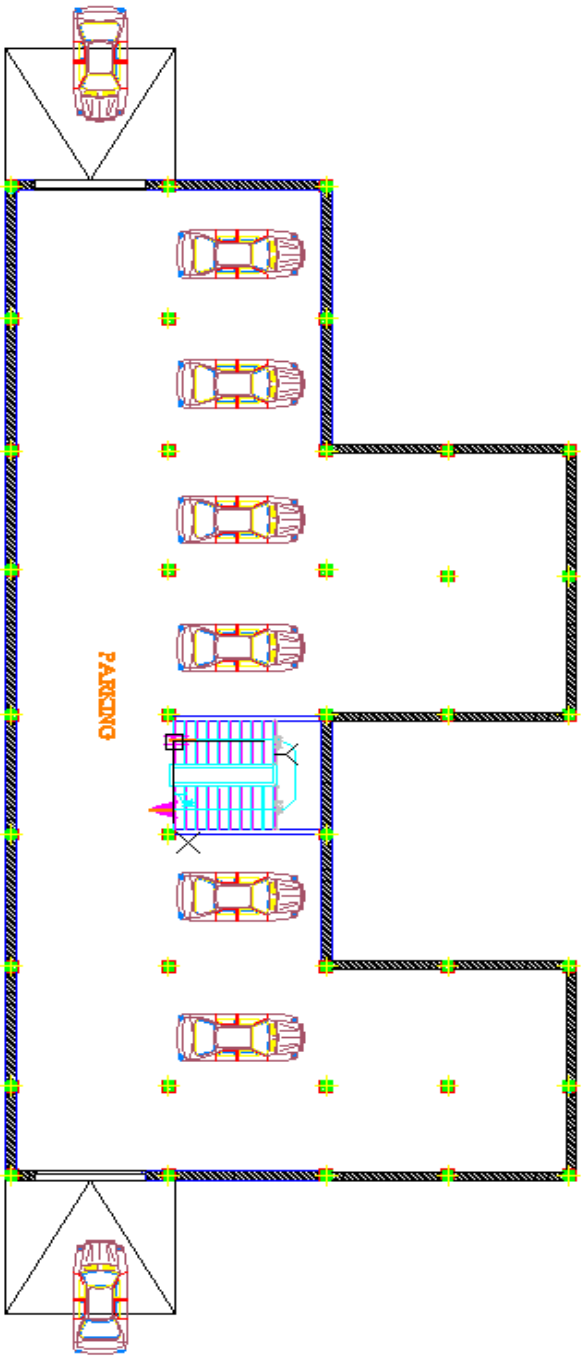


Figure I-7: plan de sous sol

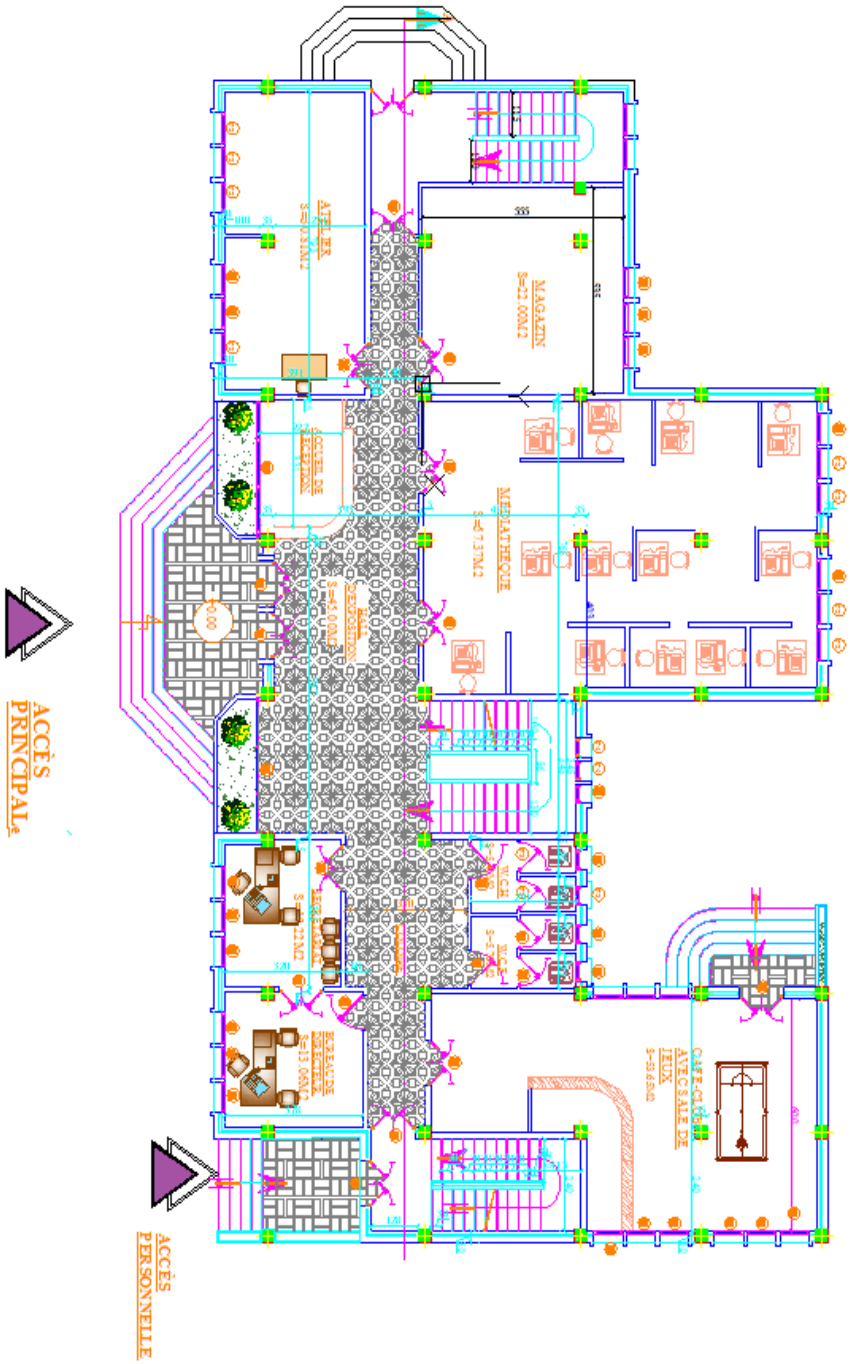


Figure I-8: plan RDC

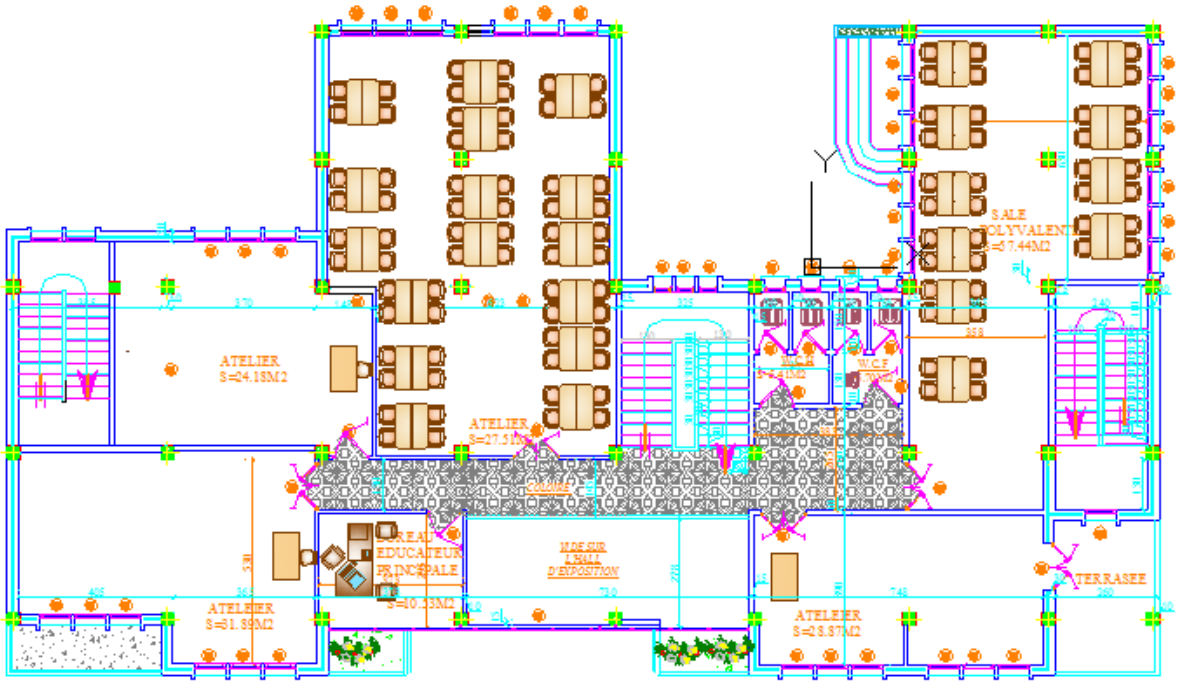


Figure I-9: plan étage courant

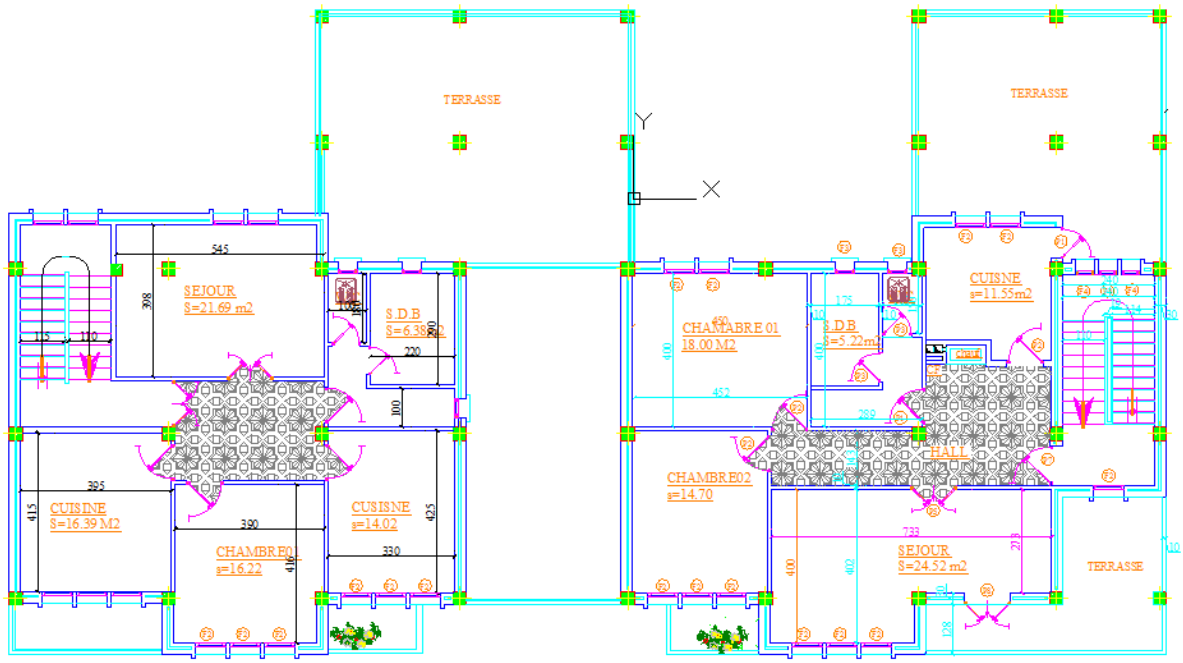


Figure I-10: plan de 4eme étage

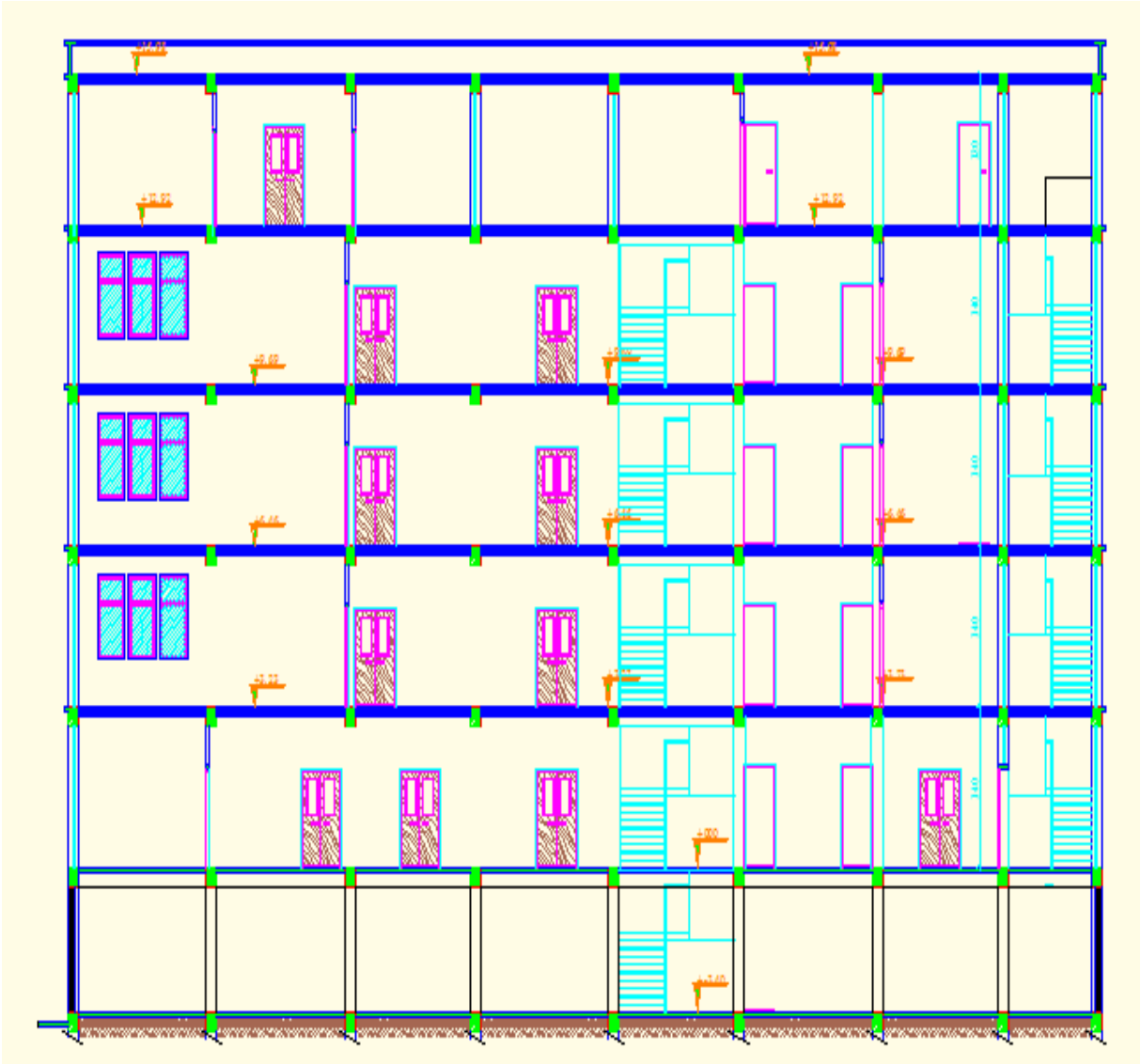


Figure I-12: plan coup A-A

I.2.4. Conception de la structure :

Ossature de l'ouvrage:

Pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales, on opte pour un système de contreventement défini par des voiles et des portiques tout en justifiant leurs interactions.

I.2.5. Plancher :

Cette aire généralement plane est destinée à séparer les niveaux, on distingue :

a. Plancher à corps creux :

Constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

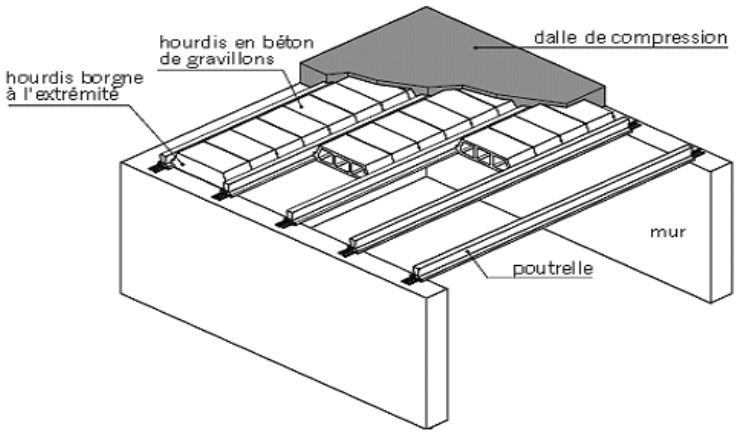


Figure I-13: plancher a corps creux

b. Plancher à dalle pleine :

Utilisé généralement dans les cas d'irrégularité de forme, afin d'éviter de perdre du temps et de minimiser le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.2.6. Escalier :

Sont des éléments non structuraux constitués d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

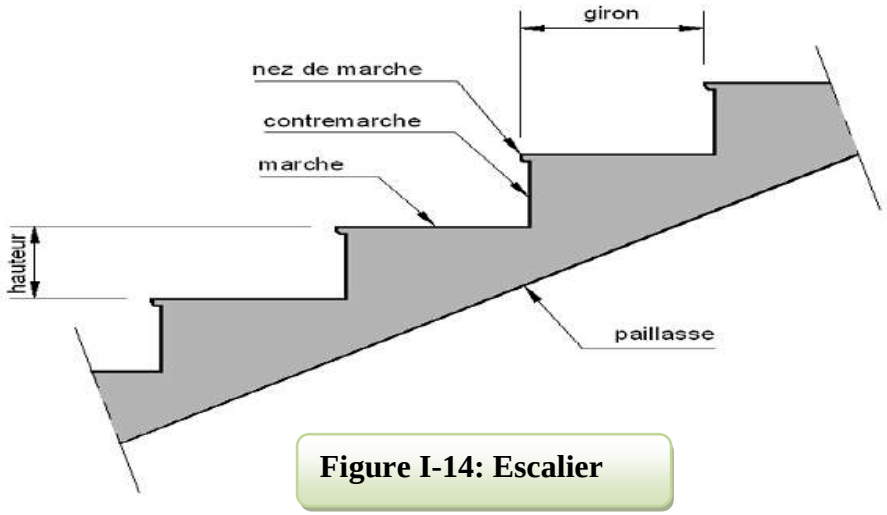


Figure I-14: Escalier

I.2.7. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie composé d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Les séparations sont en maçonnerie en une seule paroi en briques creuses généralement à 8 trous.

I.2.8. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs et intérieurs.

I.2.9. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

I.2.10. Les hypothèses de calcul :

- Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

-La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} =25Mpa.

-La résistance du béton à la traction est : f_{t28} = 2.1 Mpa.

-Le module d'élasticité différé de béton est : Eν =3700 (fC28)1/3=10818,865MPa pour les charges de longue durée d'application.

-Le module d'élasticité instantané de béton est : 11000(fC28)1/3=32164,195MPa pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24 h.

- Pour les armatures de l'acier:

Longitudinales : on a choisi le : « FeE.400 » H.A fe=400Mpa

Transversales : on a choisi le : «FeE.235 » H.A fe=235Mpa

Treillis soudés (de la dalle de compression) : «FeE.500 » H.A fe=500Mpa.

I.3.Conclusion :

Notre projet est un bâtiment de forme irrégulière en plan, les matériaux choisit pour l'élaboration de l'étude de structure sont essentiellement un béton de résistance à la compression 25Mpa a 28 jours et des armatures haute adhérence de nuance FeE400.

CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction:

Pour assurer une bonne tenue et une stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré-dimensionnés pour résister à la différente sollicitation :

- Sollicitation verticale : due aux charges permanentes, surcharge du plancher, poutrelle et poutre, poteau.
- Sollicitation horizontale : due aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement et descente de charges éléments de la structure est conforme au règlement R.P.A.99.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers C'est des aires généralement planes destinées à séparer les niveaux, on en distingue un seul type:

II.2.1. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné Sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm, 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.
- ♦ Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.40 m.
  - $400/20 \geq ht \geq 400/25 \Rightarrow 20\ cm \geq ht \geq 16$ cm.
  - et $ht \geq 400/22.5 \Rightarrow ht \geq 17.77$ cm.

On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

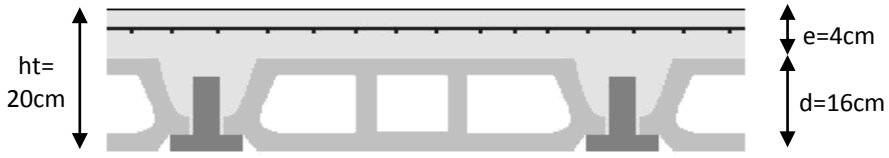


Figure II.1: dimensionnement de plancher à corps creux

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

$ht \geq 16$ cm

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

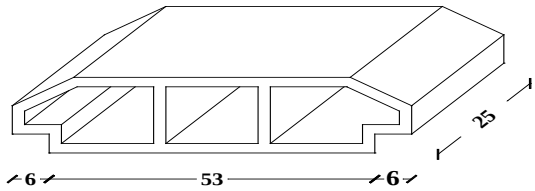


Figure II.2: Dimensions du corps

➢ Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

• Une Facilité de réalisation.

• Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.

• Une Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

• Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Figure II.3 : Plancher à corps creux

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

L'évaluation des charges et surcharges consiste à dimensionner chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher jusqu'à la fondation. Il y'a deux types différents de charges :

- Les charges permanentes(G).
- Les charges d'exploitation(Q).

II.3.1. Maçonnerie : On distingue :

a. *Murs extérieurs :* (à double paroi)

Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.



Figure II.4 : *Brique double*

Chargement de Mur double cloison

Tableau II .1 : charge permanente du mur double 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	Lame d'aire	0.10	-	**-**
4	Brique creuse	0.10	9	**0.9**
5	Enduit en ciment	0.02	18	**0.36**
			G	**2.52**

b. *Murs intérieurs :* (à simple paroi).

Cloison de séparation de 10 cm.

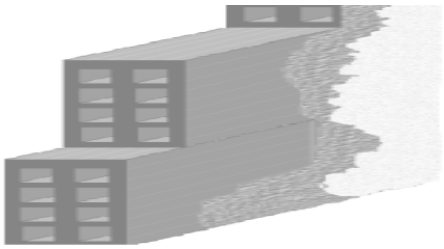


Figure II.5 : Brique simple cloison

Chargement de Mur 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	18	**0.36**
			G	**1.62**

II.3.2. Plancher terrasse :

a. Charges permanentes :

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	**0.72**
2	Étanchéité multicouche	0.02	**0.12**
3	Papier kraft	-	**0.05**
4	Forme de pente	0,14	**2.2**
5	Plaque de liège	0.03	**0**
6	Pare vapeur	0.01	**0.06**
7	Film polyane	-	**0.01**
8	Planche corps creux	0.16+0.04	**2.85**
9	Enduit de plâtre	0.02	**0.2**
		G	**6.21**

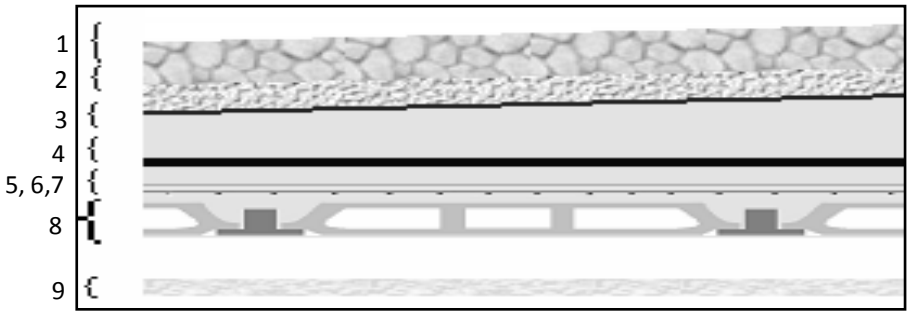


Figure II.6: composants d'un plancher terrasse

b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1,00 KN/m^2.

II.3.3. Plancher étage courant :

a. Charges permanentes :

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	**0.44**
2	Lit de sable	0.03	**0.54**
3	Mortier de pose	0.02	**0.4**
4	Planche corps creux	0.16+0.04	**2.85**
5	Enduit de plâtre	0.02	**0.2**
6	mur simple cloison	0.1	**1.62**
		G	**6.05**

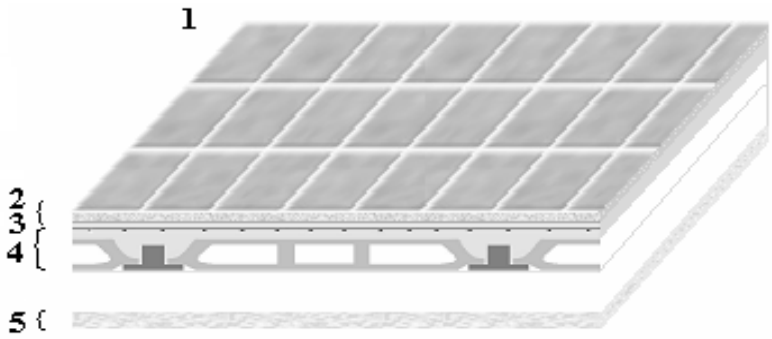


Figure 2.7 : composants d'un plancher courant

b. Charges d'exploitation : [3]

- Q_1 = 2.5 KN /m^2 (Bureaux)
- Q_2 = 4 KN /m^2 (Salle d'archive)

II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux:

II.4.1 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontales qui supportent les planchers, elles reçoivent en général des charges verticales qui tendent à les faire fléchir , la dimension de section doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Critère de rigidité :**

la hauteur de la poutre doit respecter la condition de flèche suivante :

$$\frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10}$$

L_{max} : La plus grande portée de la poutre.

h : La hauteur de la poutre.

- **Condition du R.P.A2003 .**
- **Critère de résistance.**
- **Vérification a l'effort tranchant.**
- **Critère de flexibilité.**

Pour la structure :

➢ **Poutre principale :**

✓ **La hauteur de la poutre (h) :**

L max= 4.30

$$\frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10}$$

Soit : $28.66 \leq h \leq 43$

On prend h= 40cm.

✓ **La largeur de poutre (b) :**

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ On prend b= 30cm

♦ **Vérifications des conditions de l'RPA 99 :**

$b = 40\ cm > 20\ cm$ ……cv

$h = 50\ cm > 30\ cm$ ……cv

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1{,}33 < 4$……cv

La section de poutre principale est de dimension : (30x40).

➢ **Poutre secondaire :**

D'après les règles de CBA93 on a :

✓ **la hauteur de la poutre (h) :**

$$\frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10} \qquad L_{max} = 4.00m$$

On prend **h=35 cm.**

✓ **La largeur de la poutre (b) :**

$0{,}4\ h \leq b \leq 0{,}8\ h$

Soit : $17.2 \leq b \leq 34.4$

On prend b= 30 cm

Vérification des conditions de l'RPA 99 :

$b = 30cm > 20\ cm$ .....*Cv*

$h = 35\ cm > 30\ cm$.....*Cv*

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4$.....cv

La section de poutre secondaire est de dimension (30x35).

Tableau II.5 : pré-dimensionnement de la poutre

Section (b × h) cm^2	
Poutre principale	30×40
Poutre secondaire	30×35

II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un élément qui assure la transmission verticale des charges d'une structure vers un autre élément porteur, ou à la fondation.

Le pré dimensionnement s'effectue selon le cas la plus défavorable, c'est le cas de la plus grande surface afférente, généralement le poteau du centre mais pas forcement le poteau qui couvre la plus grande surface, il faut tenir compte de la variation de la charge d'exploitation Q au niveau des planchers

on 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.8.11] ◄◄**

cette charge peut être majorée de 15% pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiment à deux travée.

a. Étapes de Pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du

RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

➢ a.1. Choix du poteau le plus sollicité :

❖ Poteau forme carrée.

Le poteau le plus sollicité est (B-4) Forme rectangulaire

➢ a.2. Dimensions initiale des poteaux :

✓ MIN $(b_1, h_1) \geq 30cm$.

Tableau II.6: pré-dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		4eme	3eme	2eme	1er	RDC	S-Sol
Dimension du poteau	b_1 (cm)	35	35	40	40	45	45
	h_1 (cm)	**35**	**35**	**40**	**40**	**45**	**45**

➢ a.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

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

- $0.7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec :

L_0 = 3.40 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

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

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

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

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

$i = \frac{D}{4}$ $\quad I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire)

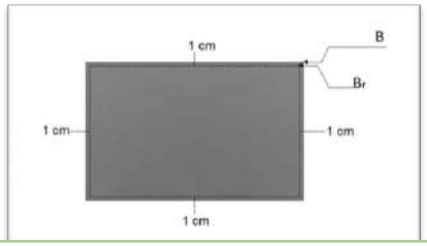


Figure II .8 : Section réduite du poteau

Tableau II .7 : détermination de la longueur de flambement

	Dimensions du poteau	$\mathbf{L_f}$	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
Sous le 4eme étage	0,35x0,35	$0.7L_0$	0.101	**21.20**
Sous le 3eme étage	0,35x0,35	$0.7L_0$	0.101	**22.37**
Sous le 2eme étage	0,40x0,40	$0.7L_0$	0.115	**19.65**
Sous le 1er étage	0,40x0,40	$0.7L_0$	0.115	**19.65**
Sous le RDC	0,45x0,45	$0.7L_0$	0.130	**17.38**
Sous S-Sol	**0,45x0,45**	**$0.7L_0$**	**0.130**	**18.30**

➢ a.4. Calcul de l'effort Nu : [1]

L'effort normal admissible est :

✓ $$N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \alpha$$

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

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

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

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

Tableau II .8: calcul de $\overline{N}_u$

	Dimension (cm × cm)	Br (cm²)	λ	As (cm²)	$\overline{N}_u$ (kN)
le 4eme étage	35x35	1089	21.20	1.23	1630.72
le 3eme étage	35x35	1089	22.37	1.23	1618.18
le 2eme étage	40x40	1444	19.65	1.60	1756
le 1er étage	40x40	1444	19.65	1.60	1756
le RDC	45x45	1849	17.38	2.03	2835.23
le S-Sol	45x45	1849	18.30	2.03	2835.23

➢ a.5. Détermination des charges et surcharges :

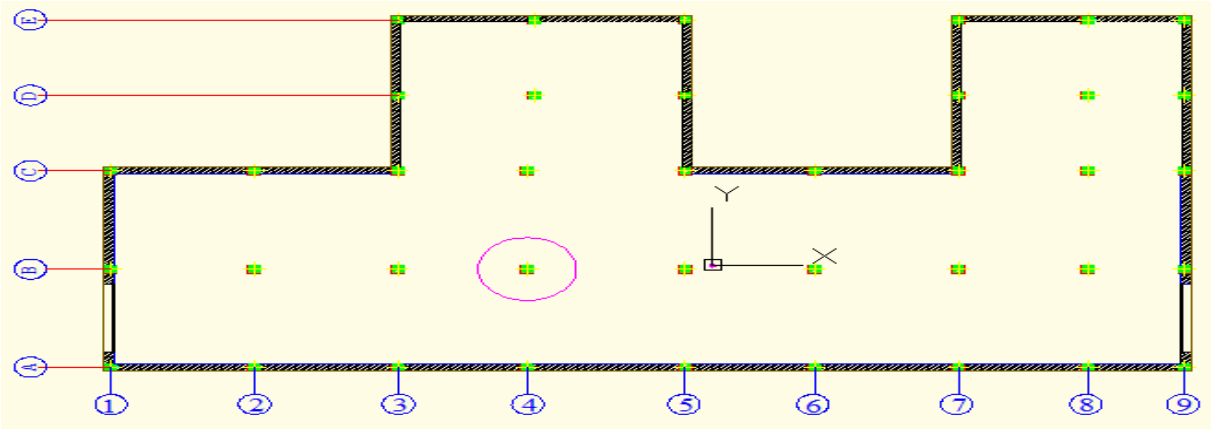


Figure II .9: représentation du poteau le plus sollicité

✓ **Surface du plancher revenant au poteau**

S_p= (4.00-0.30) x (4.30-0.30) ⇒ **S_p=14.8 m²**

Surface totale (St): S_t=4.00 x4.30 ⇒ **St=17.20m²**

➢ a.6- Descente des charges :

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

1/ Charges Permanente :

Tableau II.9 : Tableau des charges permanentes

Étage	$G_{plancher}$(KN)	G_{poteau} (KN)	G_{pp} (KN)	G_{ps} (KN)	G (KN)	G_{cum}(KN)
4ème	91.9	6.88	13.2	11.28	128.44	**128.44**
3ème	89.54	6.88	13.2	11.28	126.08	**254.52**
2ème	89.54	12.24	13.2	11.28	131.44	**385.96**
1er	89.54	12.24	13.2	11.28	131.44	**517.4**
RDC	89.54	19.12	13.2	11.28	138.32	**655.72**
Sous-sol	**89.54**	**21.25**	**13.2**	**11.28**	**140.45**	**796.17**

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

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

Avec :

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

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

Tableau II.10 : Tableau des charges d'exploitation

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
4eme étage	Q0 =	17.2		**17.2**
3eme étage	Q1=	43	1	**60.2**
2eme étage	Q2=	43	0.95	**196.72**
1er étage	Q3=	43	0.90	**103.2**
RDC	Q4=	43	0.85	**146.2**
Sous-sol	**Q5=**	**43**	**0.80**	**189.2**

Effort normal de résistance : $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N_u} = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$ [1]

Tableau 2-11 : Tableau de vérification

Niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (kN)	N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N_u}$
4eme étage	**128.44**	17.2	199.19	**219.11**	906,51	**OUI**
3eme étage	**254.52**	60.2	433.02	**476.32**	906,51	**OUI**
2eme étage	**385.96**	196.72	816.12	**897.73**	1756	**OUI**
1er étage	**517.4**	103.2	853.29	**938.62**	1756	**OUI**
RDC	**655.72**	146.2	1104.52	**1214.97**	2835.23	**OUI**
Sous-sol	**796.17**	**189.2**	**1358.63**	**1494.49**	**2835.23**	**OUI**

➢ a.7.Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Tableau 2.12 : vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	**Oui**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.06 - 0.30)/20=13.80cm	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	**0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4**	**Oui**

II.6-Prédimensionnement des voiles :

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

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

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



Figure II .10 : Coupe de voile en plan Voile en 3D

- Dans notre projet on a :

- **he**= 3.40-0.40=3.00m.
- **a** ≥ MAX(15 cm ; he/22)
- **a** ≥MAX(15 cm ; 13.70 cm)
- **a** ≥13.70cm

On adopte a**= 15 cm.**

II.7Conclusion :

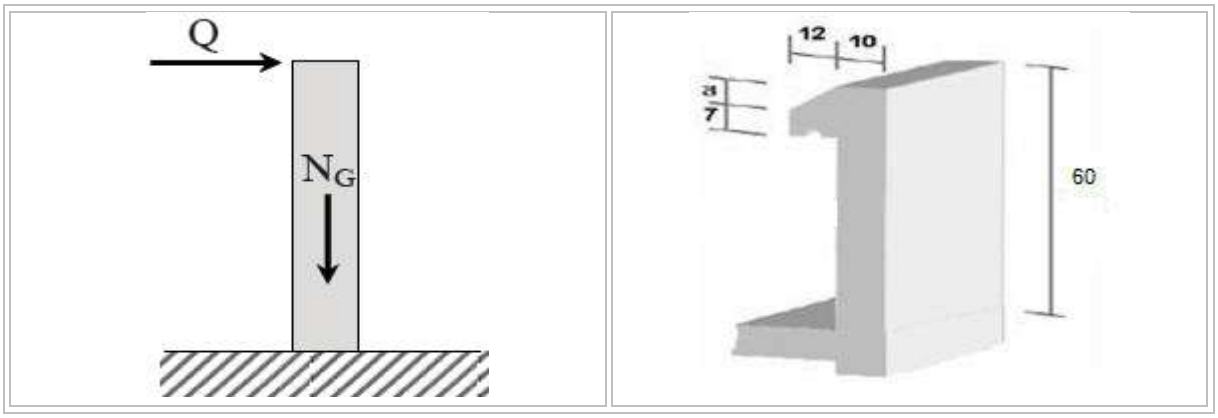
Le pré-dimensionnement, l'évaluation de charges et la descente de charges sont des étapes nécessaires , afin de pouvoir entamer la suite de notre étude. Ce chapitre nous a permis de pré-dimensionner les éléments porteurs (poutres, poteaux, voile) ; les sections adoptées en pré-dimensionnement peuvent être augmenté(sont pas finales) après calcul dynamique.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 120 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.



FigureIII.1: L'acrotère

III.1.1.Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III.1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	**[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = 1.775**
Charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.1.2. Calcul des efforts :

Tableau III.2 **:** Les efforts

	E.L.U	**E.L.S**
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.369	**G = 1.755**
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	**Q = 1**
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	**1,5 * Q * h =0.9**	**Q * h = 0.6**

III.1.3. Calcul du ferraillage :

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

Tableau III.3 : Les données

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

a. à E L U :

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e_0 = 38$ cm

On a : $e_0 = 38\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

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

❖ ***Calcul du moment de flexion :***

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

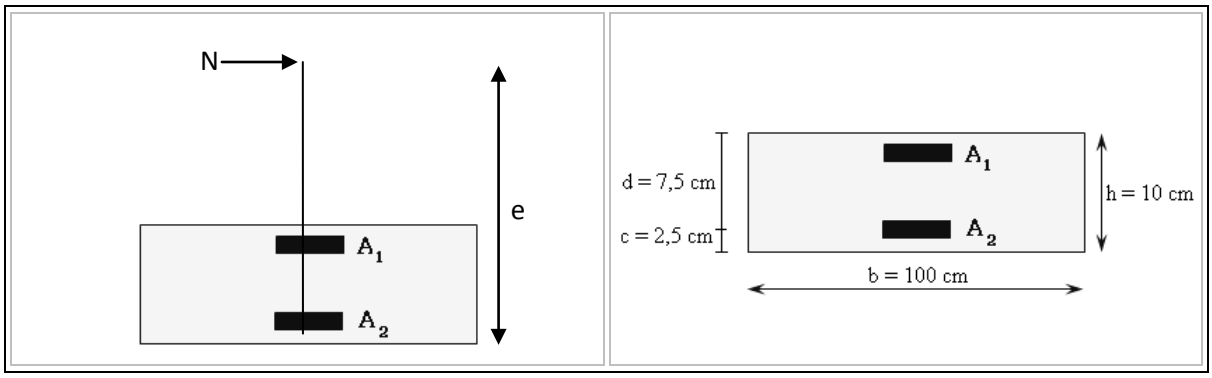


Figure III.2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow \quad e \quad = 0.405$ m

$M1 = N * e \qquad \Rightarrow M1 = 0.96$kN.m

❖ ***Calcul des armatures verticales :***

Le calcul se fait en flexion simple:

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

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

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow$ A1 = 0,370 cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow$ A = 0.302 cm²

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

Donc: $\begin{cases} A = 0.302 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

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

$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1$ cm²

Amin =1 cm² > A =0.302 cm² $\Rightarrow$ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²/ml

❖ ***Armatures de répartition :*****[1]**

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

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

❖ ***Espacement :*****[1]**

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

Srép=30 cm ≤ Smin=min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm.

b. Vérification à l'E.L.S :[1]

Données: $N_{ser} = 1.755kN$

$M_{ser} = 0.6kN.m$

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 34.19cm$

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

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ Bo = 1030,15 cm².

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

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

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8513.68\ cm^4$.

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

Donc : $e_0 = 34{,}19cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19cm < 0".

- ***Application numérique :***

$$\begin{cases} p = -2489.80\text{cm}^2 \\ q = +47307.84\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80\,y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 31.20\text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -57.54\text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 26.34\text{cm} \end{cases}$

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

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

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

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 31.20\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\text{cm} \end{cases}$$

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

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

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481\text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\, y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15K\left(d - y_1\right) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61\ \text{MPa}$$

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

$$\sigma_s = 39.61\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\ \text{MPa}$$

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

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

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 \text{x} 0.075} = -11.83 kN$$

F<0, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

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

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

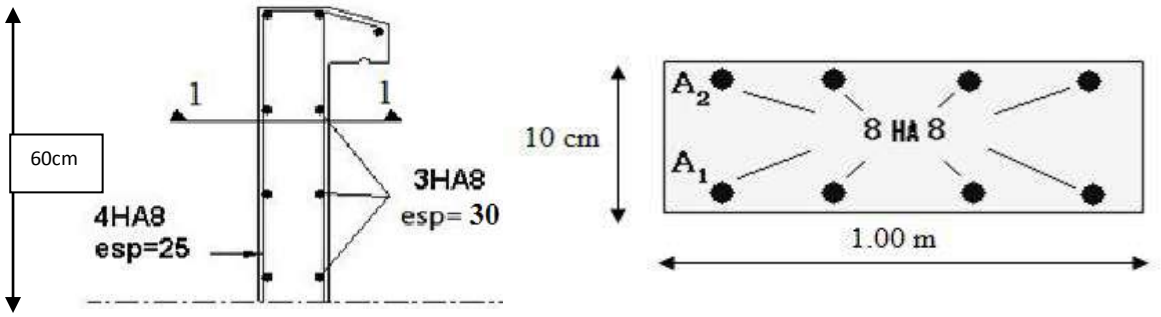
- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage , zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404\ \text{KN}$$

$$F_p = 1.404\ \text{KN} < T = 1.5\ \text{KN} \ldots\ldots\ldots \text{(Condition vérifiée)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.



Coupe 1-1

Figure III.3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans tous les bâtiments, il est constitué de:

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

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

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 4cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :20 cm**[1]**
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm**[1]**
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$**[1]**

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- 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 :

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l$$ **[1]**

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 20 cm.

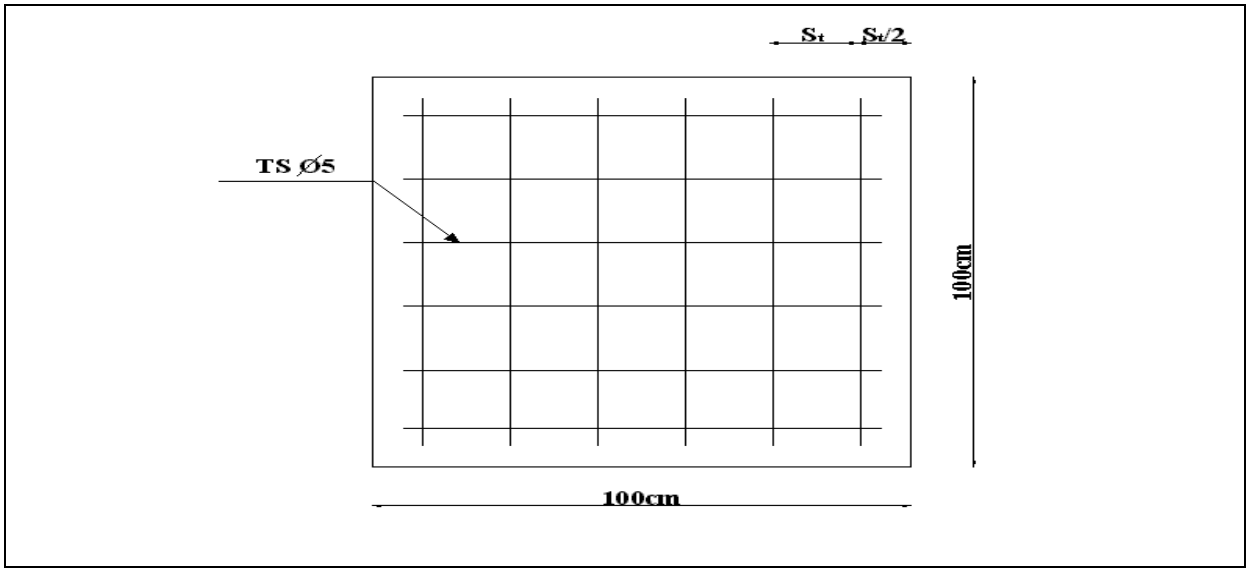


Figure III.4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.2. Les poutrelles :

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

a.avant coulage :

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

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

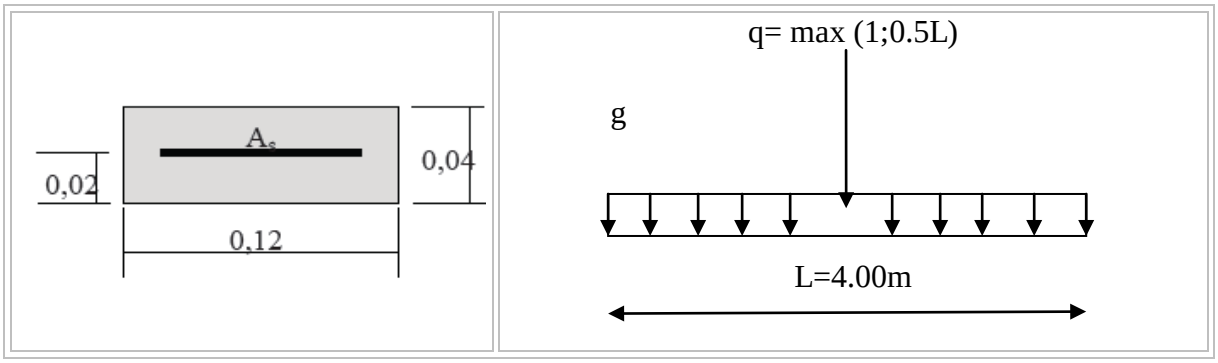


Figure III.5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

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

Tableau III.4 : les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	**Q (kN)**	**G (kN/ml)**	
4.00	2.75	poids de poutrelle	**poids du corps creux**
		0.12*0.04*25 = 0.12	**0.65*1 = 0.65**
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie

Tableau III.5 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 1.54$	$\frac{QL}{4} = 2.75$	**1.35MG+1.5MQ=6.20**

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{6.20 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 9.10 \gg \mu max = 0.478$$

Cette valeur de μ=9.10 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

b.Après coulage :

- G = poids du plancher (16+4)= 2.85*0.65=1.85kN/ml
- Q =1*0.65=0.65 kN/ml

Tableau III.6 : Détermination le nombre des étaiements

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	1.35G+1.5Q (kN/ml)	L (m)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
0	1.85	1	4.00	4	36.43	0.8	**Non**
1				2	2.68	0.4	**Non**
2				1.33	0.61	0.27	**non**
3				1	0.22	0.2	**non**
4				**0.8**	**0.10**	**0.16**	**oui**

On place 4 étaiements à une distance L=0.8 m.

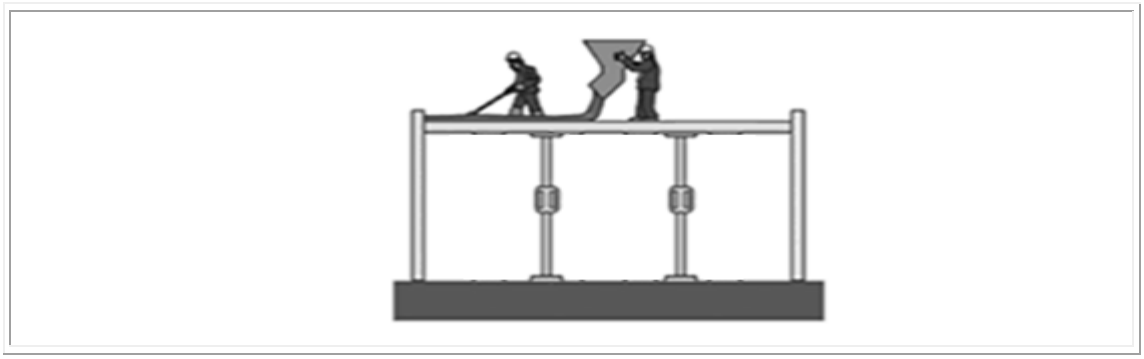


Figure III.6: Choix de disposition des étaiements

- Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

trois types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à deux travées.
- Poutrelle à cinq travées.
- Poutrelle à sept travées.

❖ *Méthode de calcul* :

Le rapport entre les portés successifs est compris entre 0.8 et 1.25 pour tout type des poutrelles donc la méthode forfaitaire est applicable.

✓ *La méthode forfaitaire :*

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

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

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

♦ ***Exposé de la méthode:*** **[1]**

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}:$$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \ \textit{Si la travée est intermidiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaire.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée. M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche. M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Tableau III.7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	4.036	1*0.65=0.650	6.423	**4.686**
Plancher courant	**3.932**	**2.5*0.65=1.625**	**7.745**	**5.557**

♦ *Sollicitations de calcul :*

On a trois types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire:

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

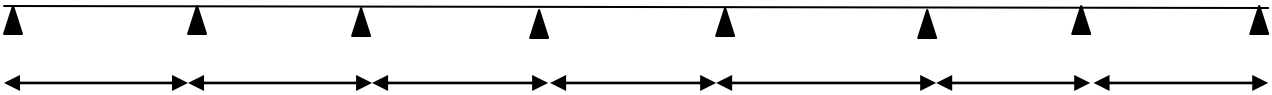
- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 13.12\ kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées .

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1 < 1.25$ **(C.V)**

- La fissuration est peu nuisible

- **Poutrelle à sept travées :**



4.00 4.00 3.80 4.00 3.80 4.00 3.60

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	15.49	11.9273	3.098	7.745	14.331	16.650
B-C	15.49	10.3783	7.745	6.196	15.883	15.102
C-D	13.979725	10.065402	5.59189	5.59189	14.72	14.715
D-E	15.49	11.1528	6.196	6.196	15.493	15.493
E-F	13.979725	9.36641575	5.59189	6.9898625	14.347	15.083
F-G	15.49	11.9273	7.745	3.098	16.650	14.328
G-H	12.5469	9.661113	6.27345	2.50938	14.992	12.895

Tableau III.9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELS)

TRAVEE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	11.114	8.55778	2.2228	5.557	10.28045	11.94755
B-C	11.114	7.44638	5.557	4.4456	11.39185	10.83615
C-D	10.030385	7.2218772	4.012154	4.012154	10.5583	10.5583
D-E	11.114	8.00208	4.4456	4.4456	11.114	11.114
E-F	10.030385	6.018231	4.012154	5.0151925	10.29434	10.8222575
F-G	11.114	7.7798	5.557	2.2228	11.94755	10.28045
G-H	9.00234	6.9318018	4.50117	1.800468	10.75279	9.252405

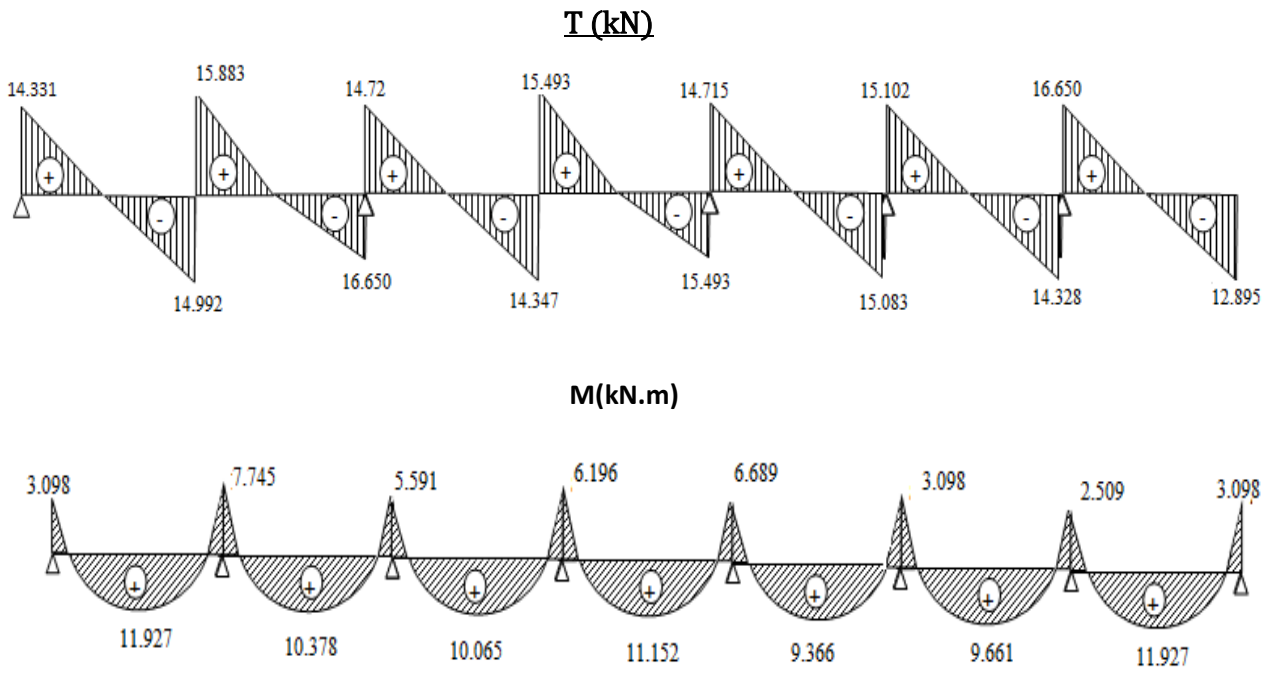


Figure III.7 :Différents efforts dans la poutrelle à sept travées (ELU)

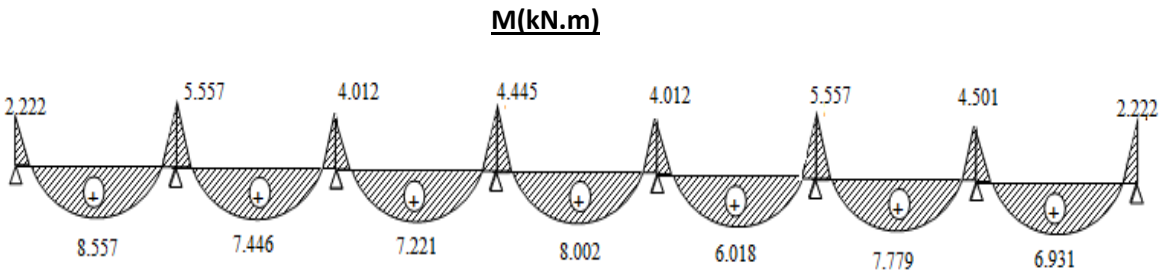
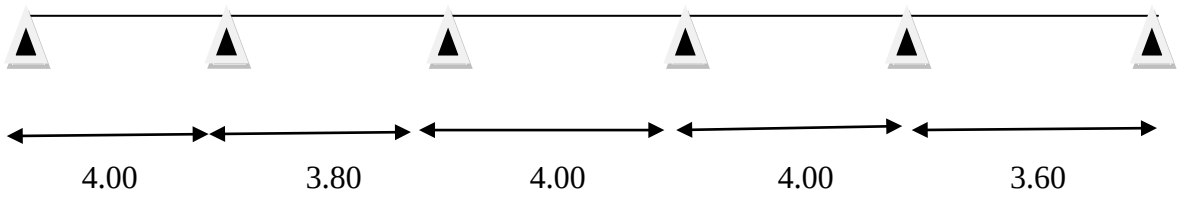


Figure III.8 : Différents efforts dans la poutrelle à sept travées (ELS)

- **Poutrelle à cinq travées :**



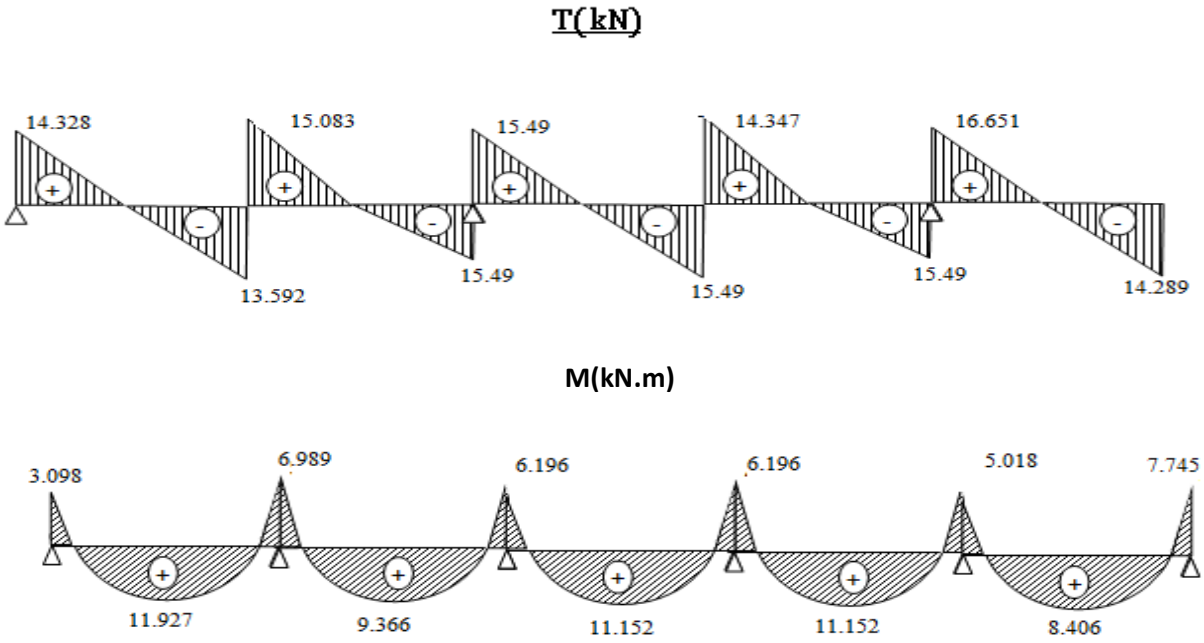
Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

TRAVEE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	15.49	11.927	3.098	7.745	14.328	16.651
B-C	13.979	9.366	6.989	5.591	15.083	14.347
C-D	15.49	11.152	6.196	6.196	15.49	15.49
D-E	15.49	11.152	6.196	6.196	15.49	15.49
E-F	12.546	8.406	5.018	6.273	13.592	14.289

Tableau III.11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

TRAVEE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	11.114	8.557	2.222	5.557	10.280	11.947
B-C	10.030	6.720	5.015	4.012	10.822	10.294
C-D	11.114	8.002	4.445	4.445	11.114	11.114
D-E	11.114	8.002	4.445	4.445	11.114	11.114
E-F	9.002	5.401	3.600	4.501	9.752	10.252



FigureIII.9 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées(ELU)

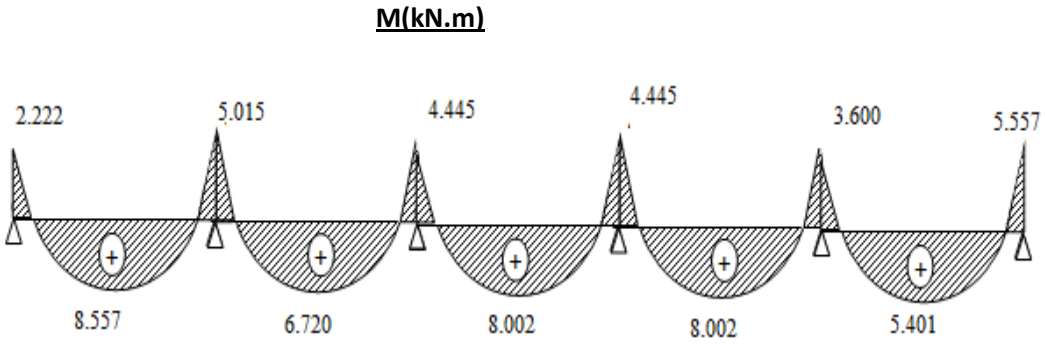
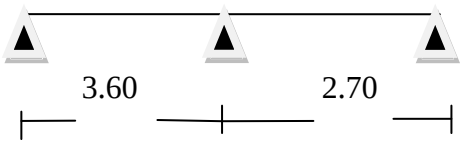


Figure III.10 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées(ELS)

- **Poutrelles à deux travées type 1**



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEE	M0 (KNm)	Mt(KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	12.55	8.64	2.51	7.53	12.86	14.87
B-C	7.06	4.86	4.23	1.41	11.15	9.65

Tableau III.13: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

TRAVEE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	8.95	6.16	1.79	5.37	12.47	13.26
B-C	5.03	3.47	3.02	1.01	11.44	9.35

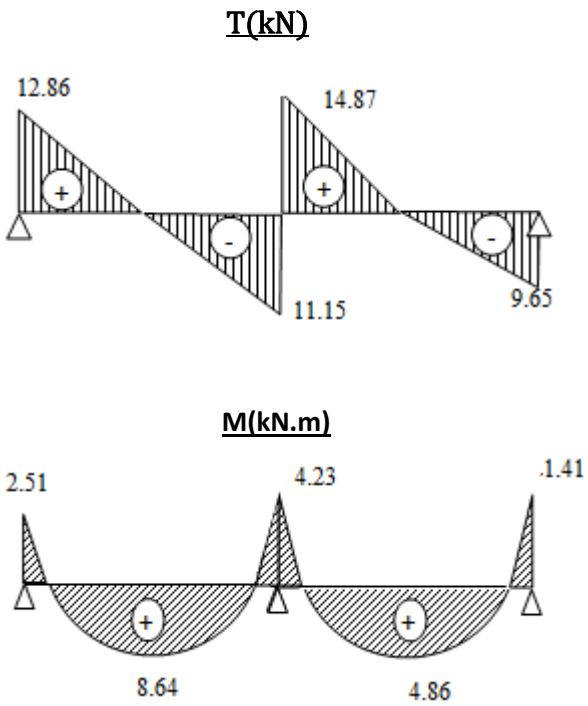


Figure III.11 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELU)

M(KN.m)

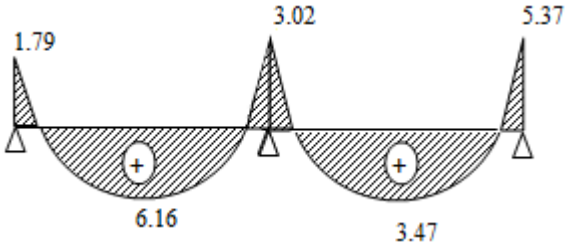
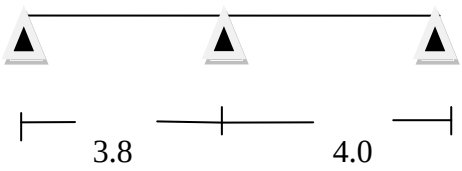


Figure III.12 : Différents efforts dans la poutrelle à deux travées (ELS)

- **Poutrelles à deux travées type 2**



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

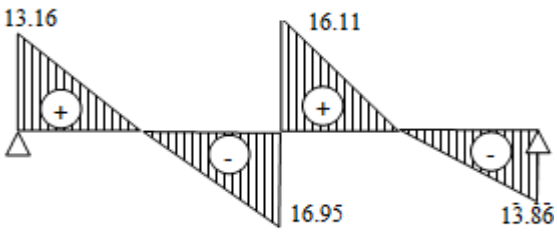
Tableau III.14 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELU)

TRAVEE	M0 (KNm)	Mt(KNm)	Mw(KNm)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	13.98	9.62	2.80	8.39	13.16	16.11
B-C	15.49	10.66	9.29	3.10	16.95	13.86

Tableau III.15: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt(KNm)	Mw(KN m)	Me(KNm)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	9.97	6.86	1.99	5.98	15.909	15.909
B-C	11.05	7.61	6.63	2.21		

T(kN)



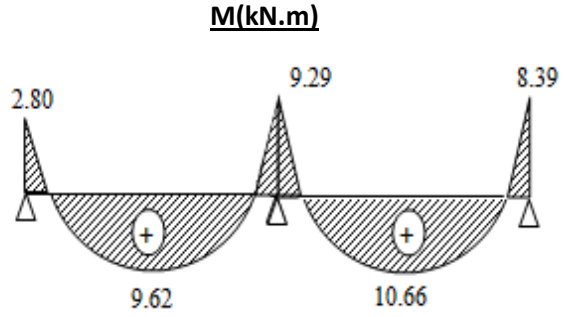


Figure III.13 :Différents efforts dans la poutrelle à une seule travée (ELU)

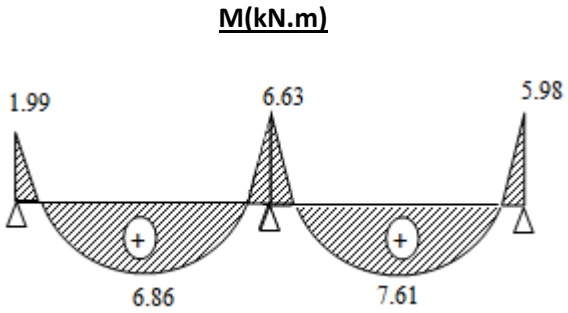


Figure III.14 : Différents efforts dans la poutrelle à une seule travée (ELS)

- ***Récapitulations*** :

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

Tableau III.16: Récapitulations des efforts internes

	ELU			**ELS**	
	Mau(kN.m)	Mtu(kN.m)	Tu (kN)	Ma ser(kN.m)	**Mt ser (kN.m)**
Sollicitations	9.29	11.927	16.95	6.63	**8.557**
Référence	**Poutrelle à2 travées,**	**Poutrelle à7 travées,**	**Poutrelle à2 travées,**	**Poutrelle à2 travées,**	**Poutrelle à7 travées,**

- ***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 :

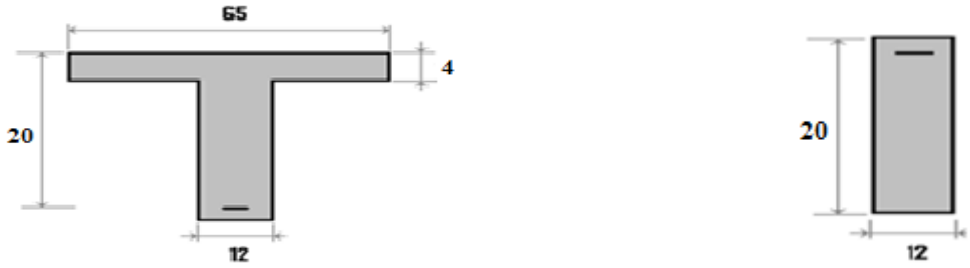


Figure III.15 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages.

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable

Tableau III.17 : Calcul des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	**M_u (kN.m)**	13.927	**9.29**
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0*σbadm*(d-(h0/2)) =15.49 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire	/
	μ	0.040	**0.170**
	μ_l	**0.192**	
	$\mu < \mu_l$	Oui	**Oui**
	B	0.984	**0.984**
	A (cm^2)	1.94	**1.51**
	Le choix	3HA10=2.36 cm^2	2HA12=2.26cm^2
	B/1000	1.13	**0.24**
	A≥ B/1000	OUI	**OUI**
	M_{ser} (kN.m)	9.557	**7.42**
	σb_{adm}(Mpa)	**15**	
	y_1 (cm)	3.845	3.845
	I_G (cm^4)	10487.306	10487.306
	K (N/cm^3)	56.449	40.334
	σb (Mpa)	3.17	9.89
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	**Oui**	**Oui**

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

Tableau III.18 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA14	Aa=2HA12

Pour les appuis des poutrelles on utilise une barre de ϕ 8 ; et deux autres barres pour le ferraillage de dalle de compression.

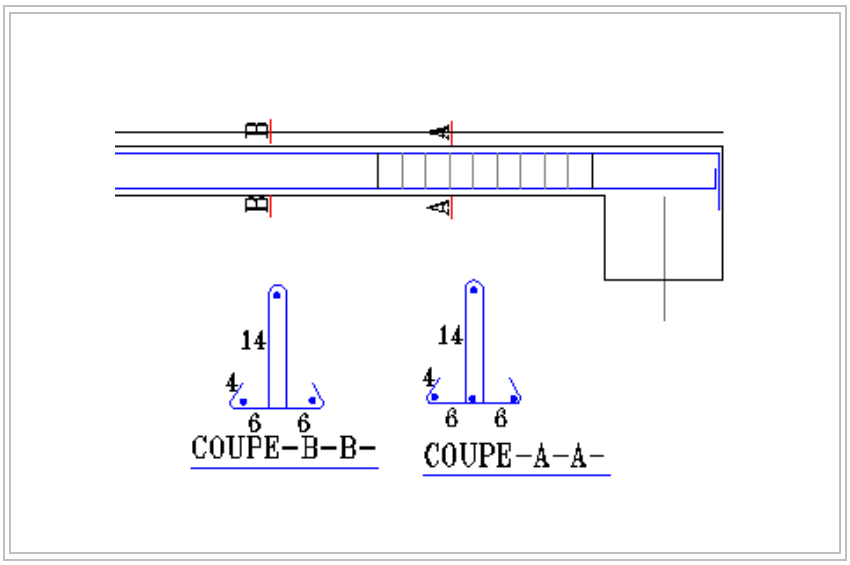


Figure III.16 : Disposition constructive des armatures

- ***Armatures transversales :***

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

- ***Espacement S_t:***

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (16.2;40\ cm)$$

Donc: S_t=15 cm;

- ***Diamètre des armature transversales ϕ_t :***

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;10;12\}(mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barresa_t=0.28 cm² et n_t=2 ➔ $A_t=a_t$ n_t=0.56 cm².

Tableau III.19 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2ϕ8	**15cm**

- ***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.

$$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{16.95*10^3}{120*180}=0.784\ MPa \leq \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33\,\text{Mpa}$$

- ***Vérifications nécessaires :*[1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t\cdot f_e}{b_0\cdot S_t}\geq 0.4\,\text{MPa}. \Rightarrow \frac{101\times 400}{120\times 150}=2.44\ \text{MPa}\geq 0.4\ \text{MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}\geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u-0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right)\Rightarrow \frac{A_t}{b_0\cdot S_t}=0.002>0.001\textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

- ***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.20 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	**$\rho \leq$ 3.6/fe**
h/ L = 0.20 / 4.0 = 0.05 **Mt/(15 Mo)=11.927/(15*15.49)=0.051**	**ρ=A/(bo*d)=2.26/(12*18)=0.010** **3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009**
Condition non **vérifiée**	**Condition** non **vérifiée**

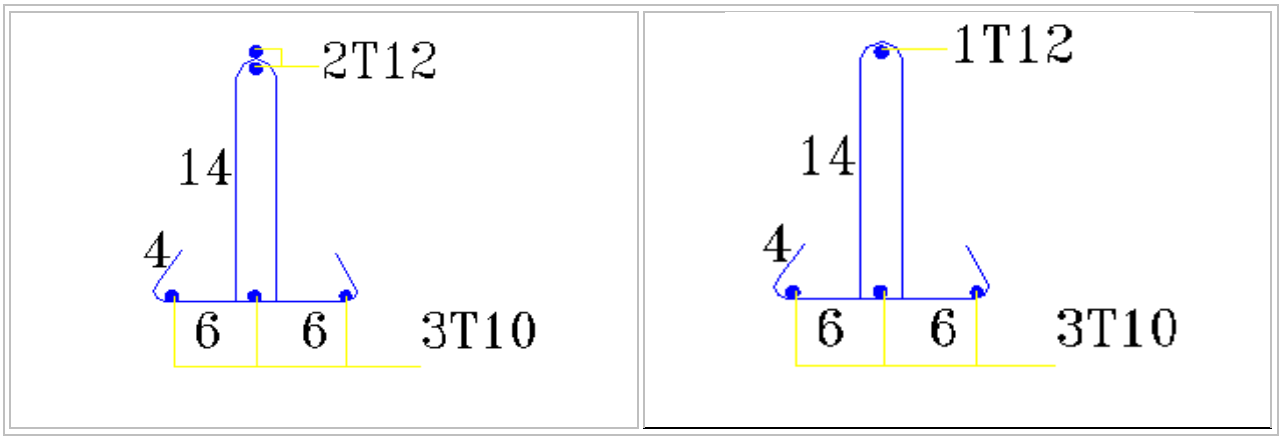
Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

- ***Évaluation détaillée de la flèche*** :[**1**]

Tableau III.21 : vérifications de la flèche des poutrelles

M(kN.m)	**A(cm^2)**	**y (cm)**	**ρ**	**ß$_1$**	**σ_s(MPa)**	**μ**	**λ_i**	**λ_v**
8.56	2.35	7.10	0.01	0.86	236.32	0.70	3.78	1.17
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δ*f*(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**Δ*f*<f_{adm}**
20003.24	6015.80	10665.54	4.00	7.08	11.97	4.90	8.00	**cv**

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.



FigureIII.17: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. Les escaliers :

III.3.1. Introduction :

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

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

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

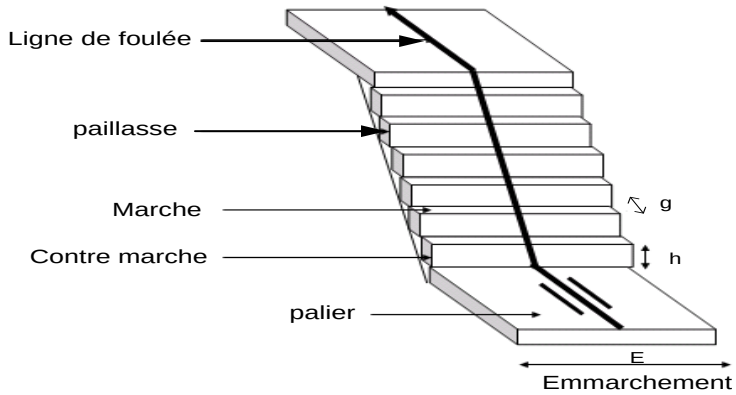


Figure III.18 : Représentation d'un escalier

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

III.3.3. Pré-dimensionnement :

On a un seul type d'escalier à deux volées

Les caractéristiques d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.70m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 16.5cm

a. 1er Escalier à deux volées :

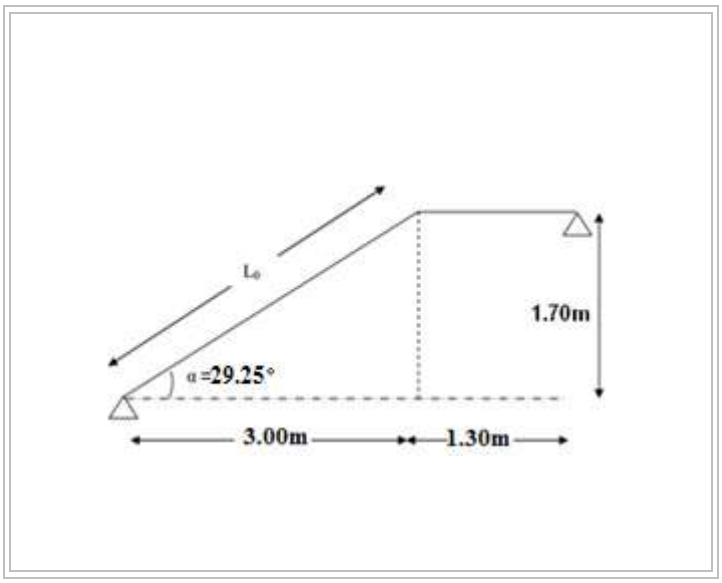


Figure III.19 : Dimensions de l'escalier

➢ ***Vérification de la formule de BLONDEL :***

60cm ≤ g+ 2h = 63cm ≤ 64cm. (Condition vérifiée)

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

tg α = H / L = 1.70/3= 0.56

Donc : α =29.25°

$L_0 = \sqrt{1.70^2 + 3^2} = 3.44m$

l =1.30+3.44=4.74m

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

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 13.54 \le e \le 15.8$ On adopte: e = **15**cm

1- Evaluation des charges et surcharges :

➢ ***Charges permanentes :***

Tableau III.22: Poids propre du palier de repos de l'escalier

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

Tableau III.23 :Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.31
5	Poids des marches	0.165 / 2	25	2.063
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.11**

- ***Charge d'exploitation :***

Q = 2.5KN/m2

2-Détermination des efforts :

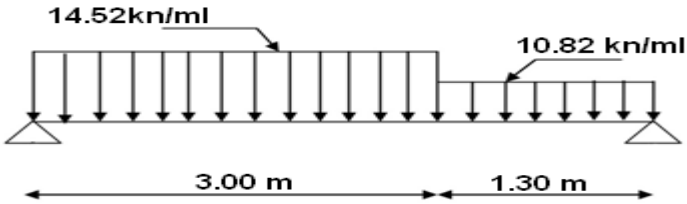
Al'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

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

Tableau III.24 :Combinaison des charges de l'escalier

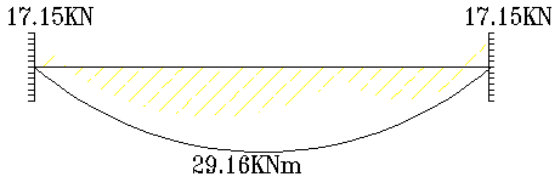
	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	5.24	2.5	10.82	**7.74**
Paillasse	**7.98**	**2.5**	**14.52**	**10.48**

➢ *à l'E.L.U :*



M_{umax} (en travée) =29.16 KN.m

$_{umax}$ (en appui) = 17.15KN.m



V_{umax} =31.57 KN

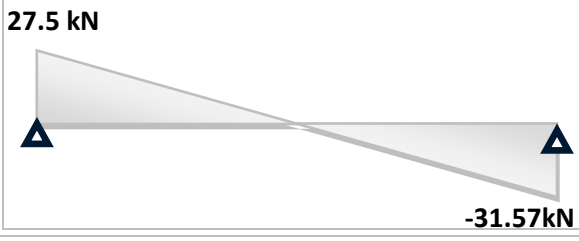
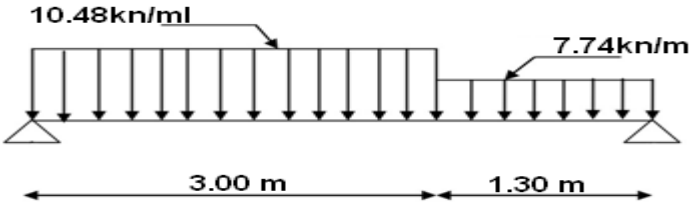


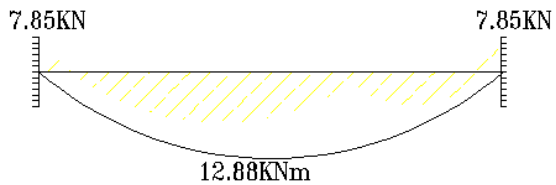
Figure III.20: Schéma statique à l'E.L.U

➢ *à l'E.L.S :*



M_{smax} (en travée) = 12.88KN.m

M_{smax} (en appui) = 7.58KN.m



FigureIII.21 : Schéma statique à l'E.L.S

3-Ferraillage des escaliers :

Tableau III.25 : les données

Béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b = 1.5**	**σ_{bc} = 14.2 MPa**	**c = 2 cm**
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 16cm	**d=14.4 cm**
Acier	**FeE400**	**f_e=400Mpa**	**γ_s = 1.15**	**σ_s = 348 MPa**

Tableau III.26 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	**M**	**β**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**A_{adopt}(cm²)**
En travée	29.16	0.155	0.915	7.96	0.00	**8HA12=9.05**
En appuis	**17.15**	**0.066**	**0.979**	**4.5**	**0.00**	**4HA12=4.52**

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

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

En travées: $A = 8.04\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 16}{1000} = 1.60\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\,cm^2$ (c.v)

➢ ***Les armatures de répartition :*** **[1]**

Tableau III.27: Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	**on adopte**
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{8.04}{4} = 2.01$	**4 HA 10 = 3.14 cm²**
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	**4 HA 10= 3.14cm²**

➢ *Vérification de l'espacement :* [1]

Tableau III.28 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=48cm;33cm]=33cm	St=15cm ≤ min[3h=48cm;33cm]=33cm
En appuis	St=30cm ≤ min[4h=64cm;45cm]=33cm	St=30cm ≤ min[4h=64cm;45cm]=33cm

➢ *Vérification de l'effort tranchant :*[1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{31.57 \times 10\text{^}3}{1000 \times 160} = 0.27\ \text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}\ ; 5\text{MPa}\right] = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.24\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

➢ *Vérification à l'E.L.S :* [1]

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

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

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

	En travées	**En appuis**
A (cm^2)	8.04	4.52
M_{ser} (kN.m)	12.88	7.85
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=2.854$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3.3287$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=4295.772$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=5756.442648$
$\overline{\sigma}_b$ **(Mpa)**	**15**	
σ_b **(Mpa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=8.559**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=4.3820**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

- ***Vérification de la flèche :*** **[1]**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{14}{430} = 0.0316 \geq \frac{29.16}{20 \times 31.79} = 0.045 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 15} = 0.0027 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c;v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

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

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

- 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:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 7.91\,cm$$

- Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 25573{,}50 \ \ cm^4$$

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

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
8,04	12,88	0,00699	152,24	0,42	7,91	**25573,50**
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	**ΔF <F_{adm}**
12406,58	**18667,22**	**6,33**	**12,63**	**6,30**	**8,86**	**Oui**

b. 2eme Escalier à deux volées :

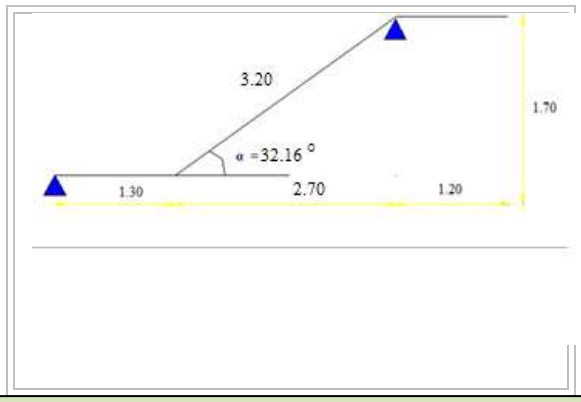


Figure III.22 : Dimensions de l'escalier

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

tg α = H / L = 1.70/2.70 = 0.629

Donc : α =32.16°

$$L_0 = \sqrt{1.70^2 + 3^2} = 3.20m$$

l =1.30+3.45=4.5m

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

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 13.57 \le e \le 15.83$$ On adopte: e = **15**cm

1- Evaluation des charges et surcharges :

➢ *Charges permanentes :*

Tableau III.31 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

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

Tableau III.32 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	4.55
5	Poids des marches	0.165 / 2	25	2.063
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.35**

➢ *Charge d'exploitation :*

Q = 2.5KN/m2

2- Détermination des efforts :

Tableau III.33 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	5.99	2.5	11,84	8.49
Paillasse	8.78	2.5	15,60	11.28

➢ ***à l'E.L.U :***

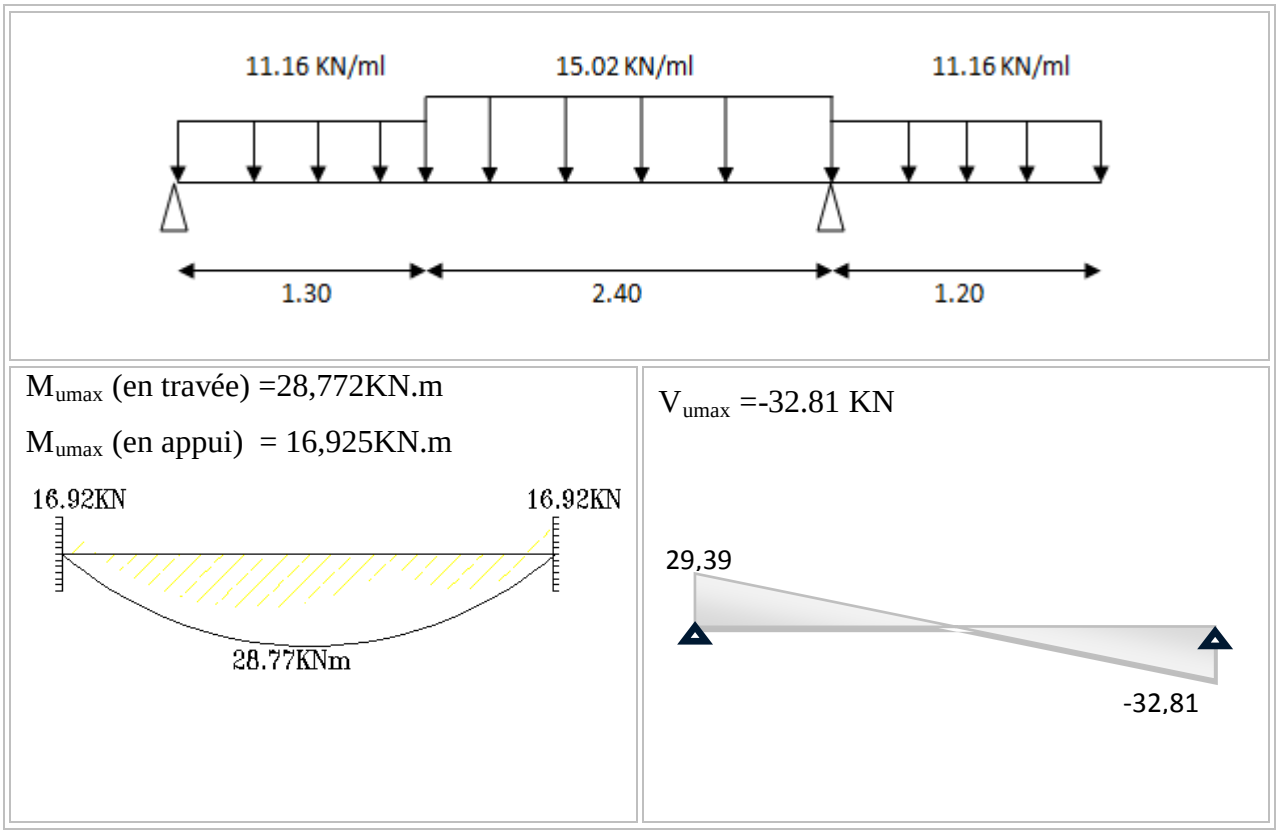
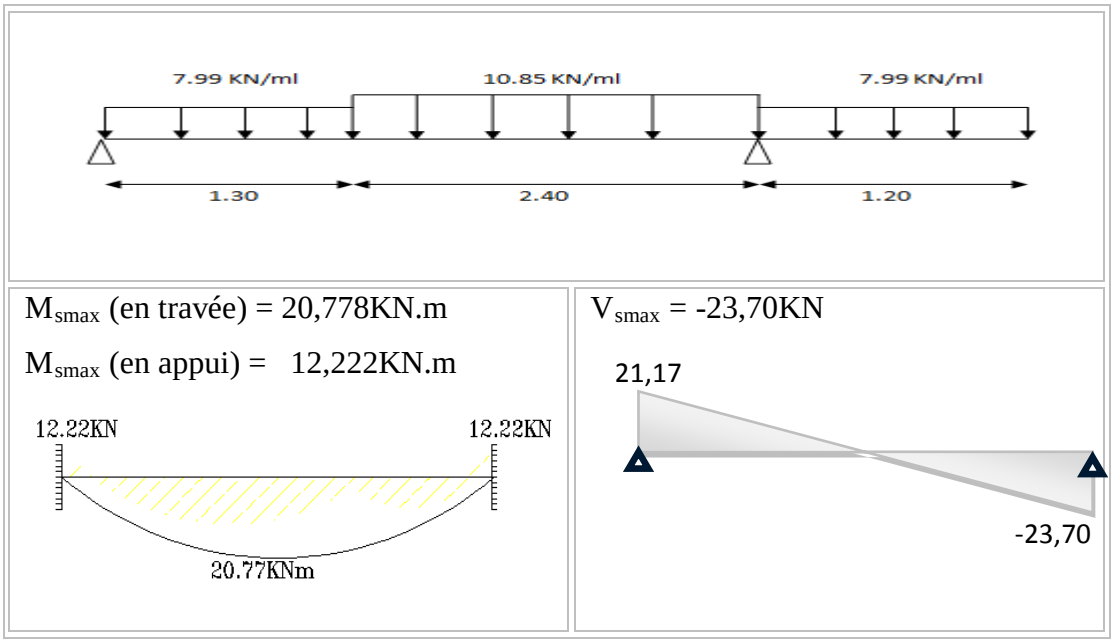


Figure III.23 : Schéma statique à l'E.L.U

➢ *à l'E.L.S :*



FigureIII.24 : Schéma statique à l'E.L.S

3- Ferraillage des escaliers :

TableauIII.34 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	M	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	28,772	0.120	0.936	6.80	0.00	**4HA16=8.04**
En appuis	16,925	0.071	0.963	4.00	0.00	**4HA12=4.52**

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

En travées: $A = 8.04\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\,cm^2$ (c.v)

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

➢ ***Les armatures de répartition :*** **[1]**

Tableau III.35: Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{8.04}{4} = 2.01$	**4 HA 10 = 3.14 cm²**
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 3.73$	**4HA 10 = 3.14cm²**

➢ ***Vérification de l'espacement :*** **[1]**

Tableau III.36 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	**St=20cm ≤ min[3h=48cm;33cm]=33cm**	**St=15cm ≤ min[3h=48cm;33cm]=33cm**
En appuis	**St=30cm ≤ min[4h=64cm;45cm]=33cm**	**St=30cm ≤ min[4h=64cm;45cm]=33cm**

➢ ***Vérification de l'effort tranchant :*** **[1]**

$\tau_u = 0.25\,MPa < \overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$ (c.v)

➢ *Vérification à l'E.L.S :* [1]

Tableau III.37 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	8.04	4.52
M_{ser} (kN.m)	20,778	12,222
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3,92$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=7,47$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=7722,12$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=15456,92$
$\overline{\sigma}_b$ **(Mpa)**	**15**	
σ_b **(Mpa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=10,55$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=5,91$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

➢ *Vérification de la flèche :* [1]

h/L> Mt/(20*M0) $C.N.V$

A/(b0*d) < 2/fe $C.V$

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

Tableau III.37 : Vérification à l'E.L.S

A (cm²)	M (KN.m)	P	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
8.04	28,772	0,00523	369,602	0,626	6,5	**31293,97**
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	**ΔF <F_{adm}**
9795,0567	**17162,389**	**15,34207741**	**26,031487**	**10,6894**	**9,6463**	**Oui**

III.3.4. Calcul de la poutre palière :

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

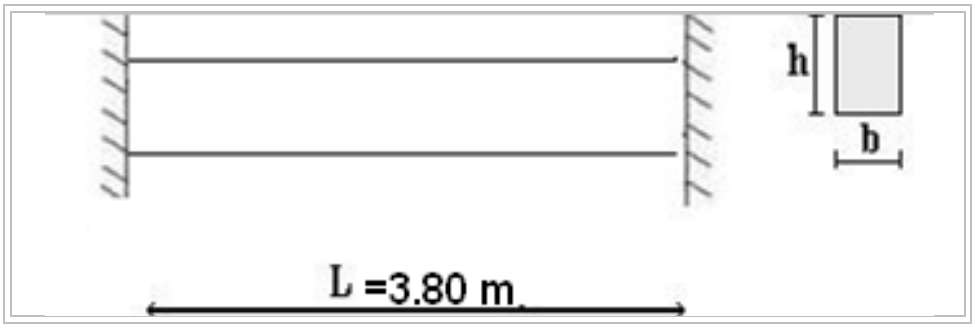


Figure III.25 : Dimensionnement de la poutre palière

a. Pré dimensionnement :

1er escalier :

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

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

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

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

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm **[2]**
- h/b ≤ 4 bmax ≤ 1.5+b1

Tableau III.39 : pré dimensionnement de la poutre palière

Poutrepalière	
Conditions de résistance	L_{max}= 3.80 m ⇒25.3cm ≤ h ≤38cm on adopte h = 30 cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = 25 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.2
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0789) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	**h** = 30**cm** ; **b** = 25 **cm**

1-Evaluation des charges :

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

✓ Réaction d'escalier :➔ $Ru = 28.33 KN$, $Rs = 20.37 KN$

✓ Poids du demi-mur➔ Pm= 2.52×1.55×1= 3.096/m

P_u=1.35(P_p+ P_m) +R_u➔**P_u=36.13435KN/m**

P_s = (P_p+ P_m+R_u) ➔**P_s = 26.151 KN/m**

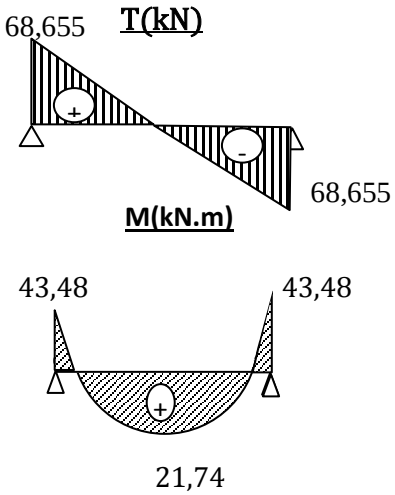
2- Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

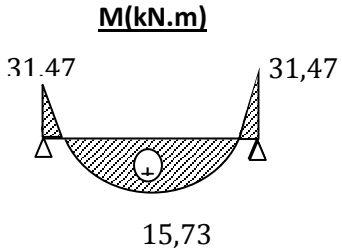
- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

Tableau III.40: Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	68,655	43,48	**21,74**
ELS	**49,68**	**31,47**	**15,73**



FigureIII.26: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)



FigureIII.27 : Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

3- Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.40: les données

Béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b = 1.5**	**σ_{bc} = 14.2 MPa**	**c = 3 cm**
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 25 cm	h= 30cm	**d=27 cm**
Acier	**FeE400**	**f_e=400Mpa**	**γ_s = 1.15**	**σ_s = 348 MPa**

Tableau III.41: Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	**M**	**β**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**A_{adopt}(cm²)**
En travée	21,74	0,0809	0,958	2.37	0.00	**3HA12=3.39**
En appuis	**43,48**	**0,0404**	**0.980**	**4,63**	**0.00**	**5HA12=5.65**

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

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

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

En appuis : $A = 5.65cm^2 \geq A_{min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75\,cm^2$ (c.v)

- ***Vérification de l'effort tranchant :*** **[1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{68,655265 \times 10^3}{250 \times 275} = 0.999\ MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.999\ MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad (c.v)$$

➢ ***Vérification de compression dans la bielle de béton:*** **[1]**

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

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = \text{Min}\left[20.5\,\text{cm}\,;\, 24.75\,\text{cm}\right] = 20.5\,\text{cm}$$

$$V_u = 68.6552\,\text{KN} \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 250 \times 205 = 342\,\text{KN} \quad \text{.....(c.v)}$$

➢ ***Vérification au voisinage de l'appui:*** **[1]**

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

$$\frac{2 \times 68.6552 \times 10^3}{250 \times 205} = 2.68 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ .....(c.v)}$$

$$A = 3.39\,\text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 68.6552 \times 10^3}{400} = 1.97\,\text{cm}^2 \text{.....(c.v}$$

➢ ***Armatures transversales:*****[1]**

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 0.86\,\text{cm}\,;\ \varphi_l = 16\,\text{mm}; \frac{b_0}{10} = 2.5\,\text{cm}\right]$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 0.86\,\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,\text{cm}^2$$ Donc on adoptera: $\mathbf{A_t}$ = 2 Ø 8 = 1 cm².

- ***Vérification du R.P.A 99: [2]***

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

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

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

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

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

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

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

$$S_t < \overline{S_t}$$

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

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

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

Avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\dfrac{2\times10^2}{250\times50} = 0.016 \geq \dfrac{1.15(1.58 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.003 \ldots(c.v)$

Zone courante: $\dfrac{2\times10^2}{250\times150} = 0.005 \geq \dfrac{1.15(1.58 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.003 \ldots(c.v)$

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

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

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

➢ *Vérification à l'E.L.S : [1]*

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

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

Tableau III.42: Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.39	5.65
M_{ser} (kN.m)	17,178185	34,35637
Y (cm)	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=8.74$	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=11.03$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=23459,58749$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=36206,47706$
$\overline{\sigma}_b$ **(mpa)**	**15**	
σ_b **(mpa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=6.40$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=$**10.46**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

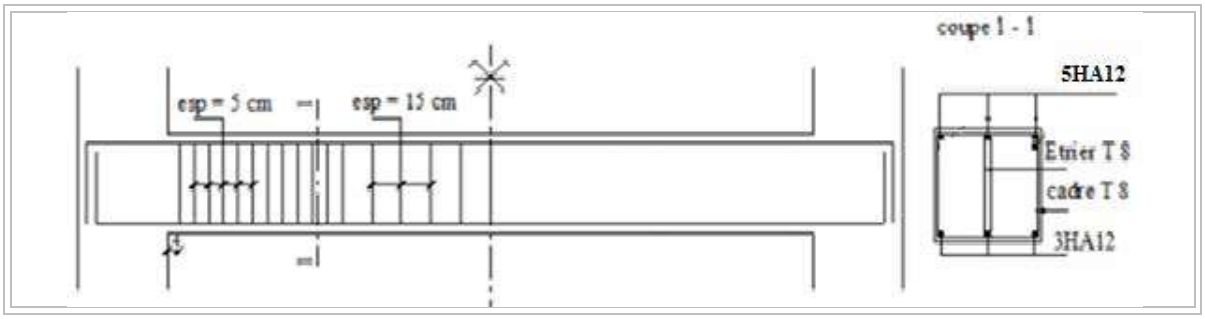
➢ ***Vérifications préliminaires de la flèche :*****[1]**

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

Tableau III.43 :vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	**$\rho \leq$ 4.2/fe**
h/ L = 0.3 / 3.80 = 0,07894736 **Mt/(10 Mo)=30.14/(10*90.42)=0.03**	**ρ=A/(bo*d)=3.39/(25*27.5)=0.005** **4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01**
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

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



2eme escalier :

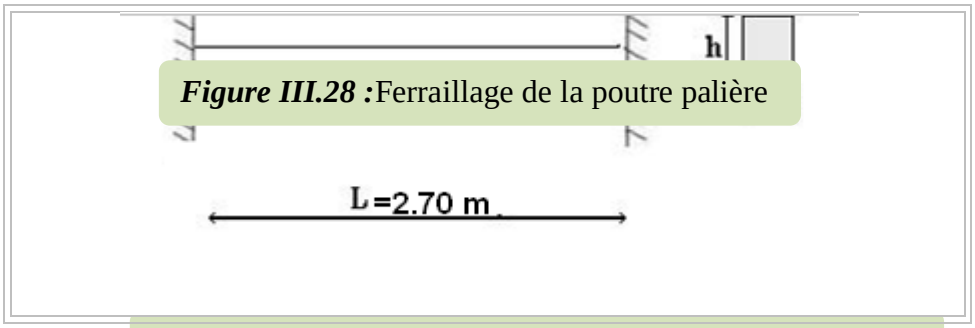


Figure III.28 :Ferraillage de la poutre palière

Figure III.29 : Dimensionnement de la poutre palière

Tableau III.44: pré dimensionnement de la poutre palière

Poutre palière	
Conditions de résistance	**L_{max}= 2.75 m ⇒18.33cm ≤ h ≤27.5cm on adopte h** = 25 **cm** **⇒ 7.5cm ≤ b ≤17.5cm on adopte b** = 15 **cm**
Vérification selon le RPA 99	**h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.2**
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	**(h/L=0.0789) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)**
Conclusion	**h** = 30**cm ; b** = 25 **cm**

1- Evaluation des charges :

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

Réaction d'escalier :➔Ru =23,65kN,Rser=17,01kN

Poids du demi-mur➔Pm= 2.52×1.55×1= 5,36kN/ml

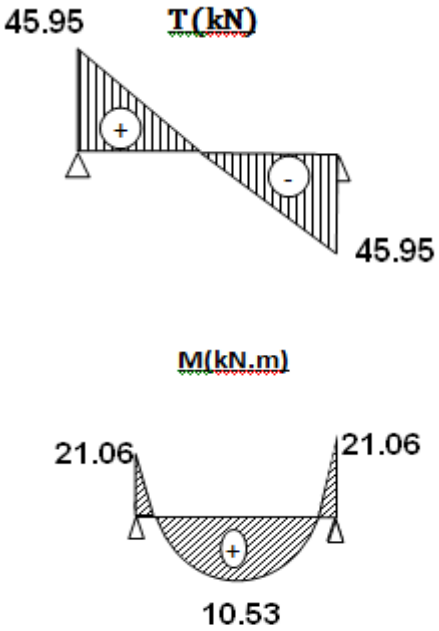
P_u=1.35(P_p+ P_m) +R_u➔**P_u**=33,41**KN/m**

$\mathbf{P_s} = (P_p + P_m + R_u)$ ➔ $\mathbf{P_s}$ = 24,24**KN/m**

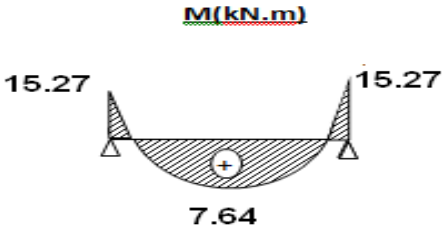
2- Calcul des efforts:

Tableau III.45 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	45,95	21,06	**10,53**
ELS	**33,33**	**15,27**	**7,64**



FigureIII.30: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)



FigureIII.31: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

3- Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.46: le ferraillage de la poutre palière

	M_u (KN.m)	M	B	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt}(cm^2)
En travée	10,53	0,039	0,980	1,123	0.00	**3HA12=3.39**
En appuis	**21,06**	**0,079**	**0,959**	**2,296**	**0.00**	**3HA12=3.39**

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

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

En travées: $A = 2.36\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75\,cm^2$ (c.v)

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

- ***Vérification de l'effort tranchant :*** **[1]**

$\tau_u = 0.999\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ (c.v)

- ***Vérification de compression dans la bielle de béton:*** **[1]**

$a = Min\,[b - c - 2\,;\,0.9d] = Min\,[20.5\,cm\,;\,24.75\,cm] = 20.5\,cm$

$$V_u = 45{,}95\,KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 250 \times 205 = 342\,KN \quad \ldots..(c.v)$$

- ***Vérification au voisinage de l'appui:*** **[1]**

$$\frac{2 \times 45{,}95 \times 10^3}{250 \times 205} = 1.79 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \ldots\ldots.(c.v)$$

$$A = 3.39\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 45{,}95 \times 10^3}{400} = 1.32\,cm^2 \ldots..(c.v$$

➢ ***Armatures transversales:*** *[1]*

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.86\,cm\,;\ \varphi_l = 16\,mm; \frac{b_0}{10} = 2.5\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 0.86\,cm$$

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

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

- **<u>Vérification du R.P.A 99</u>: [2]**

Zone nodale: $\frac{2 \times 10^2}{250 \times 50} = 0.016 \geq \frac{1.15(1.58 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 0.003 \ldots(c.v)$

Zone courante: $\frac{2 \times 10^2}{250 \times 150} = 0.005 \geq \frac{1.15(1.58 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 0.003 \ldots(c.v)$

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

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 250 \times 50}{400} = 0.13 cm^2 \ldots(c.v)$

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 250 \times 150}{400} = 0.38\,cm^2$ ….(c.v)

➢ ***Vérification à l'E.L.S :*** **[1]**

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

Tableau III.47 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm^2)	2.36	3.39
M_{ser} (kN.m)	7,64	15,27
Y (cm)	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=6,11$	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=8,30$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=11865,87177$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=21287,33513$
$\overline{\sigma}_b$ **(mpa)**	**15**	
σ_b **(mpa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=3,929793722$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=5,954031797**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

➢ *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.48: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1^{ere} condition	**2^{eme} condition**
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	**$\rho \leq$ 4.2/fe**
h/ L = 0.3 / 2.70 = 0,11 **Mt/(10 Mo)=30.14/(10*90.42)=0.03**	**ρ=A/(bo*d)=3.39/(25*27.5)=0.005** **4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01**
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

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

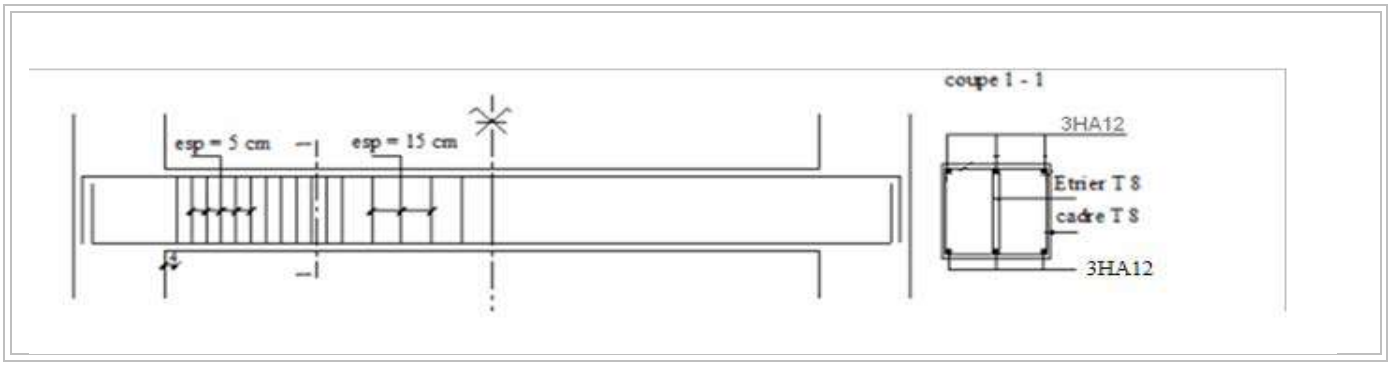


Figure III.32: ferraillage de la poutre palière

La résistance de la structure dépend de la rigidité de chaque élément qui la constitue. Concernant les éléments secondaires (escalier), en plus des conditions qu'on a vérifié, il faut assurer le confort et le bienêtre.

CHAPITRE IV

L'ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré 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,et charge horizental.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1. Centre de masse :

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

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante : $X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi}$ $YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$ 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 (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
19.38	3829.63	60431.56	22441.63	15.78	**5.86**
16.32	4788.83	74993.07	29211.86	15.66	**6.10**
13.09	4842.97	75695.62	30074.84	15.63	**6.21**
9.86	4905.02	76861.66	30509.22	15.67	**6.22**
6.63	4950.50	77475.32	30891.12	15.65	**6.24**
3.40	**5900.98**	**92704.39**	**37766.27**	**15.71**	**6.40**

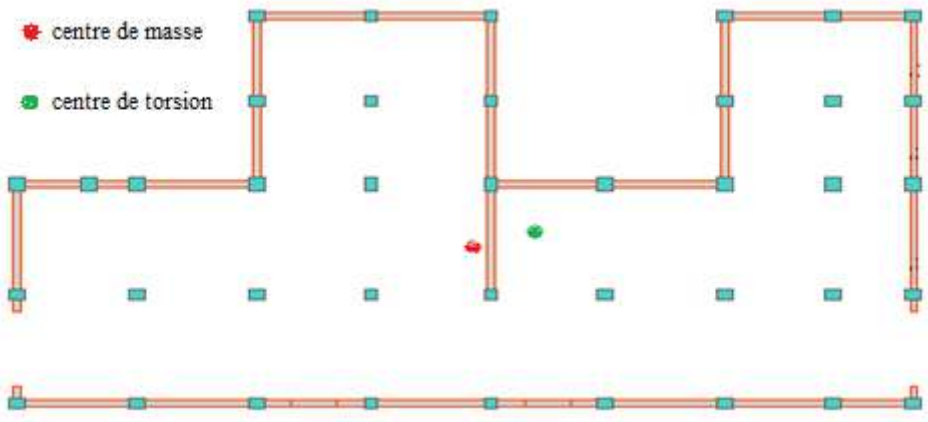


Figure IV.1 : schéma représentatif du centre de masse et du centre de torsion

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

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 : **[4]**
  - 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 : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

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

I: inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

2c: distance entre les deux centre 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.

H: hauteur d'étage

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^3.H}$: 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.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\,\alpha} \qquad \text{Si} \quad \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 \text{ch}\,\alpha}.\text{sh}\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch}\,\alpha.\xi}{\text{ch}\,\alpha}$$

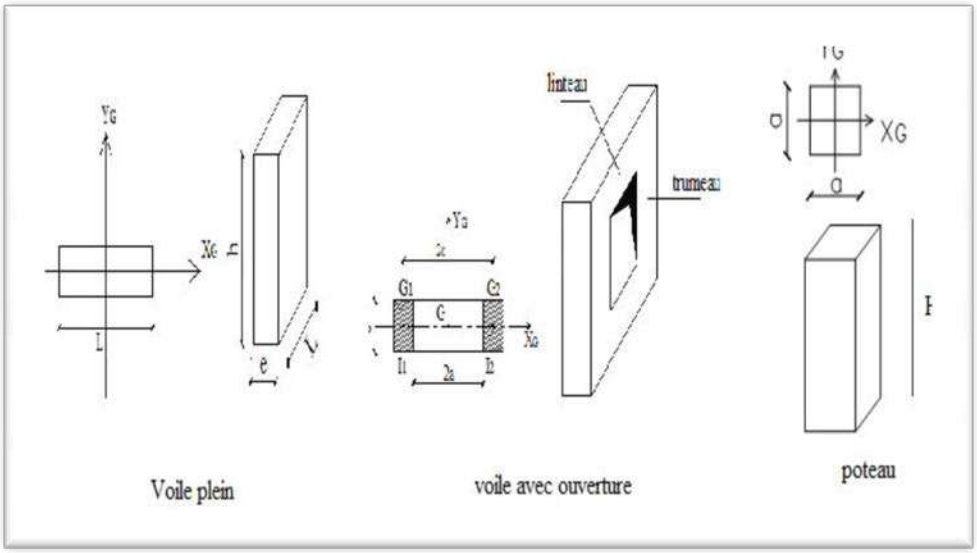


Figure IV.2 : Inerties des voiles et des poteaux

Tableau IV.2 : calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi} * X_i$	$\sum I_{Xi} * Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
19.38	$7.781*10^4$	$4.272*10^5$	$739.05*10^4$	$505.76*10^3$	17.30	**6.50**
16.32	$1.909*10^5$	$9.262*10^5$	$160.05*10^5$	$125.61*10^4$	17.28	**6.58**
13.09	$3.314*10^5$	$1.787*10^6$	$308.97*10^5$	$220.71*10^4$	17.29	**6.66**
9.86	$5.637*10^5$	$3.509*10^6$	$608.46*10^5$	$382.18*10^4$	17.34	**6.78**
6.63	$1.501*10^6$	$7.702*10^6$	$135.71*10^6$	$104.32*10^5$	17.62	**6.95**
3.40	$\mathbf{6.211*10^7}$	$\mathbf{7.496*10^7}$	$\mathbf{159.14*10^7}$	$\mathbf{439.73*10^6}$	**21.23**	**7.08**

IV.2.3. Excentricité :

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 :

$$E_x = \left|X_T - X_G\right| \qquad E_Y = \left|Y_T - Y_G\right|$$

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	**X_G(m)**	**X_I(m)**	**$E_{x\ Théo}$ (m)**	**Y_G(m)**	**Y_I(m)**	**$E_{y\ Théo}$ (m)**
19.38	15.78	17.30	1.52	5.86	6.50	**0.64**
16.32	15.66	17.28	1.62	6.10	6.58	**0.48**
13.09	15.63	17.29	1.66	6.21	6.66	**0.45**
9.86	15.67	17.34	1.67	6.22	6.78	**0.56**
6.63	15.65	17.62	1.97	6.24	6.95	**0.71**
3.40	**15.71**	**21.23**	**5.52**	**6.40**	**7.08**	**0.68**

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

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

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

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

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

Tableau IV.4: Calcul de l'excentricité

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
19.38	29.94	16.67	1.5	**0.83**
16.32	29.94	16.67	1.5	**0.83**
13.09	29.94	16.67	1.5	**0.83**
9.86	29.94	16.67	1.5	**0.83**
6.63	29.94	16.67	1.5	**0.83**
3.40	**29.94**	**16.67**	**1.5**	**0.83**

c. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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

Tableau IV.5 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$\mathbf{E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}}$
19.38	1.52	1.5	3.02	0.64	0.83	**1.47**
16.32	1.62	1.5	3.12	0.48	0.83	**1.31**
13.09	1.66	1.5	3.16	0.45	0.83	**1.28**
9.86	1.67	1.5	3.17	0.56	0.83	**1.39**
6.63	1.97	1.5	3.47	0.71	0.83	**1.54**
3.40	**5.52**	**1.5**	**7.02**	**0.68**	**0.83**	**1.51**

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

Pour notre projet la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les ***(10 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 **'SAP2000.v.19.1'.**

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

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.

b. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

c. Le spectre de réponse de calcul :

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

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

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

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 1B) ➔ A = 0,3.

- ***Facteur de correction d'amortissement η:***

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

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

- ***Coefficient de comportement R :*** **[RPA : Tab.4.3]**

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles donc (R=3.5).

Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄ :

Suivant X :

Tableau IV.6 : Justification du coefficient de comportement R

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 19.38	3633.931	2985.464	648.467	1597.388	743.120	854.268
B_ DIAPH_ 16.32	8046.761	6507.246	1539.515	2418.716	652.928	1765.788
C_ DIAPH_ 13.09	12548.489	10379.489	2169.000	3340.890	936.090	2404.800
D_ DIAPH_ 9.86	16999.382	14146.407	2852.975	4160.182	727.098	3433.084
E_ DIAPH_ 6.63	21935.121	18651.823	3283.298	4796.304	1132.077	3664.227
F_ DIAPH_ 3.4	25225.171	12373.315	12851.856	5599.000	77.806	5521.194

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.7 : Justification en pourcentage du coefficient de comportement R

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 19.38	100	82.155	17.845	100	46.521	53.479
B_ DIAPH_ 16.32	100	80.868	19.132	100	26.995	73.005
C_ DIAPH_ 13.09	100	82.715	17.285	100	28.019	71.981
D_ DIAPH_ 9.86	100	83.217	16.783	100	17.478	82.522
E_ DIAPH_ 6.63	100	85.032	14.968	100	23.603	76.397
F_ DIAPH_ 3.4	100	49.051	50.949	100	1.390	98.610

Suivant Y :

Tableau IV.8 : Justification du coefficient de comportement R

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 19.38	3884.439	2985.464	898.975	1755.404	630.653	1124.751
B_ DIAPH_ 16.32	8533.966	6507.246	2026.720	2909.298	533.133	2376.165
C_ DIAPH_ 13.09	13532.719	10379.489	3153.230	3896.341	769.741	3126.600
D_ DIAPH_ 9.86	18499.661	14146.407	4353.254	4639.428	598.991	4040.437
E_ DIAPH_ 6.63	23848.819	18651.823	5196.996	5181.455	755.489	4425.966
F_ DIAPH_ 3.4	21656.918	12373.315	9283.603	5366.766	49.742	5317.024

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.9 : Justification en pourcentage du coefficient de comportement R

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 19.38	100	76.857	23.143	100	35.926	64.074
B_ DIAPH_ 16.32	100	76.251	23.749	100	18.325	81.675
C_ DIAPH_ 13.09	100	76.699	23.301	100	19.755	80.245
D_ DIAPH_ 9.86	100	76.468	23.532	100	12.911	87.089
E_ DIAPH_ 6.63	100	78.209	21.791	100	14.581	85.419
F_ DIAPH_ 3.4	100	57.133	42.867	100	0.927	99.073

- ***Facteur de qualité Q :*** **[RPA : Tab.4.4.]**

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : détermination du facteur de qualité Q du bloc A

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

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$

- ***périodes caractéristiques*** **:[RPA : Tab.4.7.]**

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3}$$

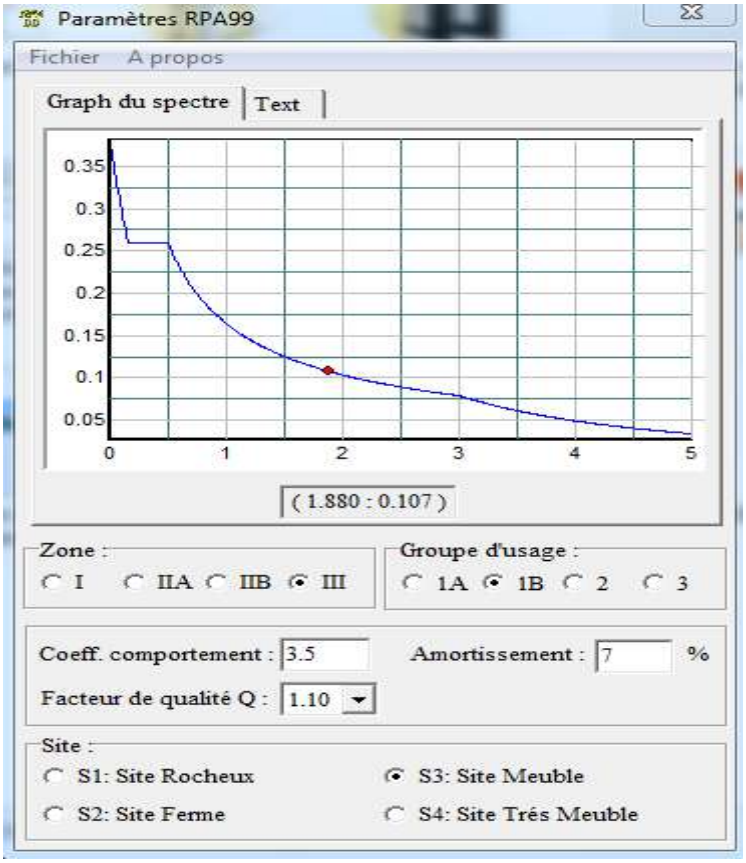


Figure IV.3 : Spectre de réponse

IV.3.3. Résultatsde 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

➢ ***Vérification de comportement :***

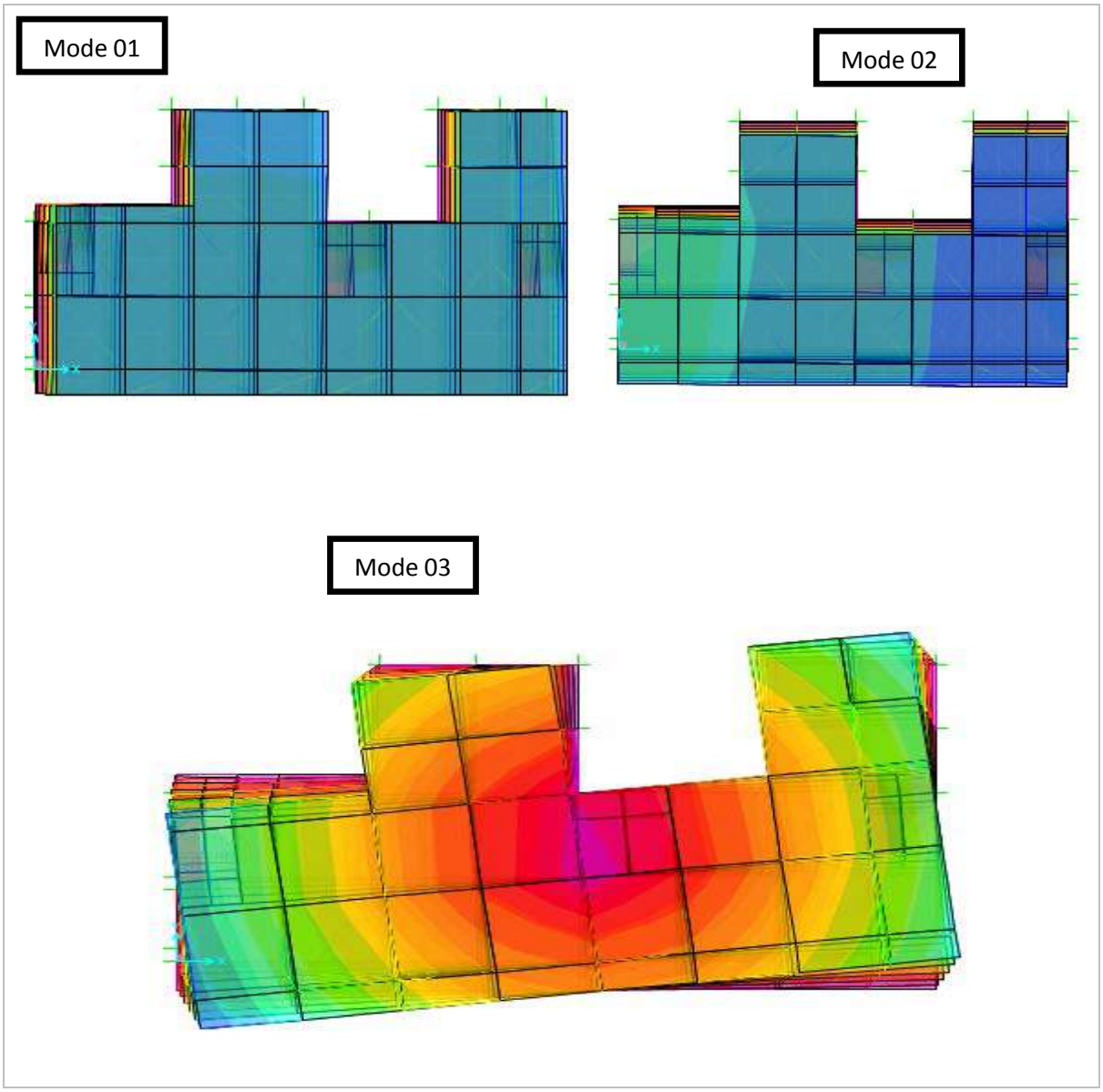


Figure IV.4 : Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.11 : comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant de l'axe X	translation suivant l'axe Y	rotation pure autour de l'axe Z

➢ ***Vérification de participation massique :***

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après **RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.**

Tableau IV.12 : coefficient de participation massique

Mode	Période(s)	SumUx	SumUy
Mode 1	**0.423**	**59.18**%	**0.006**%
Mode 2	**0.362**	**59.192**%	**58.355**%
Mode 3	**0.3**	**59.395**%	**59.81**%
Mode 4	**0.104**	**76.423**%	**59.812**%
Mode 5	**0.091**	**76.472**%	**59.829**%
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
Mode 135	**0.026**	**85.123**%	**89.509**%
Mode 136	**0.026**	**85.125**%	**89.529**%
Mode 137	**0.026**	**85.169**%	**90.901**%
.	.	.	.
.	.	.	
Mode 184	**0.019**	**87.631**%	**96.792**%
Mode 185	**0.019**	**87.637**%	**96.792**%
Mode 186	**0.019**	**91.042**%	**96.795**%

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 137ème mode suivant y et 186ème mode suivant x.

➢ ***Vérification des périodes :***

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. **[RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]**

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

T=0.09*hN /$\sqrt{D}$.

➢ D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

➢ hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

➢ Tx= 0.319s

➢ Ty=0.427s

Tableau IV.13 : vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.319	0.423	0.414	**OUI**
Y	**0.427**	**0.423**	**0.555**	**OUI**

➢ ***Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :***

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée**[RPA99version 2003 Art4. 3.6]**

Donc : il faut vérifier que Vt / V >0.8

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

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A :** coefficient d'accélération de zoneA = 0,3
- **D :** facteur d'amplification dynamique moyen :

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

T2 = 0,5 s**, tableau4.7[RPA99 version 2003 Art 4.2.3]**

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 :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ **[RPA99 version 2003 Art 4.2.4]**

Dx=2.20

Dy=2.20

- **R :** coefficient de comportement global de la structure

  R = 3.5
- **Q :** facteur de qualité

  Q_x=Q_y=1.1

- **W :** poids total de la structure

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

β= 0.2 **tableau4.5[RPA99 version 2003 Art 4.2.3]**

Donc : **W=** 32920.286kN

Tableau IV.14 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.3	**2.20**	**2.20**	**3.5**	**1.1**	**1.1**	**32920.286**	**6828.607**	**6828.607**

Tableau IV.15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	6828.607	5541.969	5462.885	**OUI**
Y	**6828.607**	**5477.474**	**5462.885**	**OUI**

- ***Vérification de la stabilité au renversement :***

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$

$$M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$ Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

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

Avec :

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

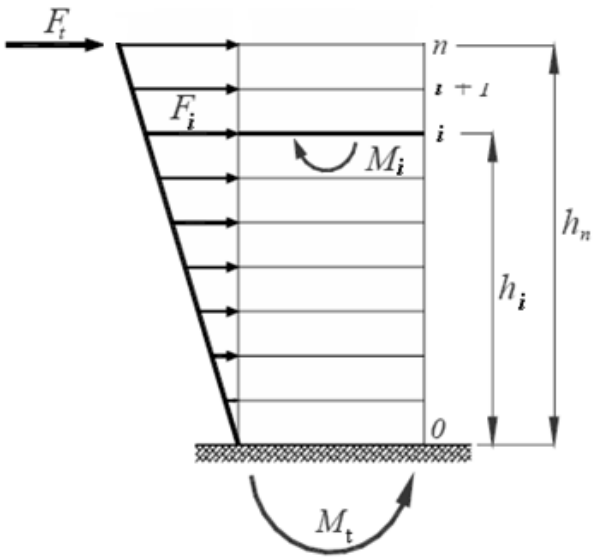


Figure IV.5 : Les forces agissant sur la stabilité au renversement

✓ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]**

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

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

On a :

- TX = 0,319 s → Ft = 0
- TY = 0,427s → Ft = 0

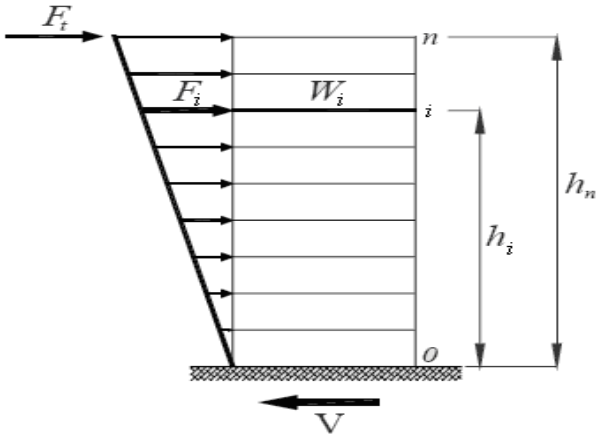


Figure IV.6 : Distribution des forces sismiques

Donc :

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

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

$\mathbf{V_X}$ =6828.607kN ; $\mathbf{V_Y}$ =6828.607kN

Tableau IV.16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{ix}(kN)
19.38	3829.628	74218.190	**1598.683**
16.32	4788.830	78153.701	**1683.455**
13.09	4842.973	63394.516	**1365.534**
9.86	4905.026	48363.556	**1041.766**
6.63	4950.500	32821.815	**706.992**
3.40	5900.986	20063.352	**432.171**
SOMME		**317015.13**	**6828.601**

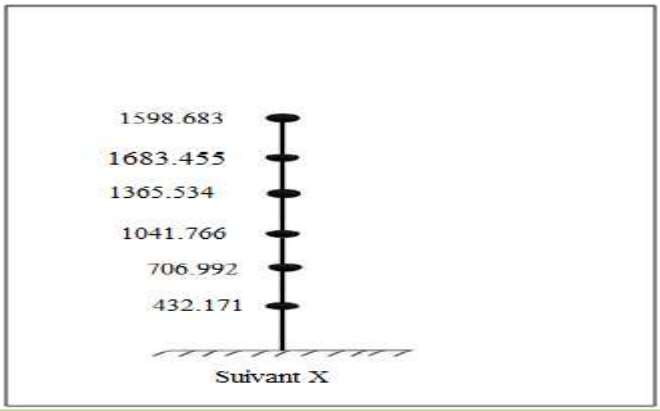


Figure IV.7 :Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Tableau IV.17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{iy}(kN)
19.38	3829.628	74218.190	**1598.683**
16.32	4788.830	78153.701	**1683.455**
13.09	4842.973	63394.516	**1365.534**
9.86	4905.026	48363.556	**1041.766**
6.63	4950.500	32821.815	**706.992**
3.40	5900.986	20063.352	**432.171**
SOMME		**317015.13**	**6828.601**

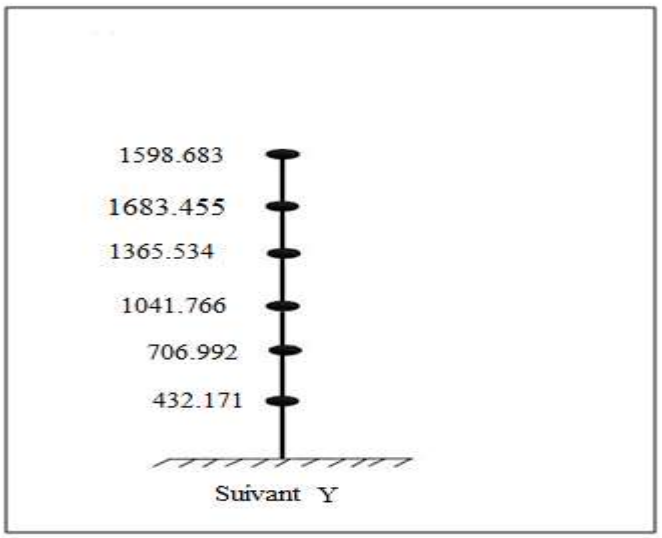


Figure IV.8 :Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

✓ **Moment de renversement :**

Tableau IV -18 : calcul du moment de renversement

Niveau(m)	Hi (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)
3.40	3.40	432.171	432.171	1469.381	1469.381
6.63	6.63	706.992	706.992	4687.356	4687.356
9.86	9.86	1041.766	1041.766	10271.812	10271.812
13.09	13.09	1365.534	1365.534	17874.840	17874.840
16.32	16.32	1683.455	1683.455	27473.985	27473.985
19.38	19.38	1598.683	1598.683	30982.47	30982.47
∑Mr				**92759.844**	**92759.844**

✓ **Moment stabilisant :**

Tableau IV- 19 : calcul du moment stabilisant

Niveau(m)	Wi (KN)	X_G (m)	Y_G(m)	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)
3.40	5900.986	15.71	6.40	92704.49	37766.31
6.63	4950.500	15.65	6.24	77475.32	30891.12
9.86	4905.026	15.67	6.22	76861.75	30509.26
13.09	4842.973	15.63	6.21	75695.66	30074.86
16.32	4788.830	15.66	6.10	74993.07	29211.86
19.38	3829.628	15.78	5.86	60431.53	22441.62
∑Mst				**458161.82**	**180895.03**

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

TableauIV.20 : Vérification de stabilisation

Ms_{tx} (kN.m)	Ms_{ty} (kN.m)	M_{rx} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	Ms_{tx}/M_{rx}	Ms_{ty}/M_{ry}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
458161.82	180895.03	92759.844	92759.844	4.9	1.95	**OUI**

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

- ***Vérification des déplacements :***

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

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

- 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:

Δk limite = 0.01 he

Avec :

- **he** : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.21 *:* Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau(m)	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm (cm)	Vérification
19.38	1.88	3.5	6.58	1.47	3.06	ok
16.32	1.46	3.5	5.11	1.57	3.23	ok
13.09	1.01	3.5	3.54	1.51	3.23	ok
9.86	0.58	3.5	2.03	1.22	3.23	ok
6.63	0.23	3.5	0.81	0.74	3.23	ok
3.40	0.02	3.5	0.07	0.07	3.4	ok

Tableau IV.22 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau(m)	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	δ inter-étage (cm)	δ adm (cm)	Vérification
19.38	1.65	3.5	5.78	1.33	3.06	ok
16.32	1.27	3.5	4.45	1.37	3.23	ok
13.09	0.88	3.5	3.08	1.29	3.23	ok
9.86	0.51	3.5	1.79	1.05	3.23	ok
6.63	0.21	3.5	0.74	0.63	3.23	ok
3.40	0.03	3.5	0.11	0.11	3.4	ok

- ***Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :***

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

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$$ **[RPA: Art 5.9]**

- $\mathbf{P_k}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- $\mathbf{V_k}$: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- $\mathbf{\Delta_k}$: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $\mathbf{h_k}$: 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.23 : Vérification de l'effet P-Δ sens X

Niveau(m)	Poids Nz (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	δ inter-étage (cm)	H (cm)	θ	θ≤ 0.10
19.38	3829.63	1297.46	1.47	306	0.0142	C V
16.32	4788.83	1366.26	1.57	323	0.0170	C V
13.09	4842.97	1108.24	1.51	323	0.0204	C V
9.86	4905.03	845.48	1.22	323	0.0219	C V
6.63	4950.5	573.78	0.74	323	0.0198	C V
3.40	5900.99	350.74	0.07	340	0.0035	C V

Tableau IV.24: Vérification de l'effet P-Δ sens Y

Niveau(m)	Poids Nz (kN)	Effort tranchant Ty (kN)	δ inter-étage (cm)	H (cm)	θ	θ≤ 0.10
19.38	3829.63	1282.36	1.33	306	0.013	**C V**
16.32	4788.83	1350.36	1.37	323	0.015	**C V**
13.09	4842.97	1095.35	1.29	323	0.0177	**C V**
9.86	4905.03	835.64	1.05	323	0.0191	**C V**
6.63	4950.5	567.1	0.63	323	0.017	**C V**
3.40	5900.99	346.66	0.11	340	0.0055	**C V**

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

IV.4. Conclusion :

La vérification des conditions exigées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, nous a amené à l'augmentation des sections des éléments structuraux (les voiles) obtenus après pré-dimensionnement jusqu'a 25 cm , et a travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique du bloc étudié.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

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

- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 :Les données

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	**Acier**
γ_b **=1,5**	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s **=1,00**
σ_b **= 25 Mpa**	FeE 400	σ_b =25 Mpa	**FeE 400**
$\overline{\sigma_b}$ **=14,2Mpa**	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ **=18,48 Mpa**	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

V.2.2.Recommandations du RPA99 :

a. Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en Zone III.

b. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t=0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

st : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- st ≤ h/2 en zone courante.
- st ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

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

Tableau V.2 :Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	30*40	inter	Travée	59.51	0.8G +Edy	4.1	3HA14=4.62
			Appui	-108.87	G+Q+Edy	7.9	3HA14+3HA12 =8.01
		Rive	Travée	65.95	0.8G +Edy	4.6	3HA14=4.62
			Appui	-107.92	G+Q+Edy	7.8	3HA14+3HA12 =8.01
Etage courant	30*40	inter	Travée	74.87	0.8G +Edy	5.3	3HA14+1HA12 =5.75
			Appui	-122.21	G+Q+Edy	8.9	6HA14 =9.23
		Rive	Travée	66.38	0.8G +Edy	4.6	3HA14=4.62
			Appui	-126.02	G+Q+Edy	9.2	6HA14 =9.23

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	30x35	Inter	Travée	3.34	G+Q+Edx	6.4	1HA14
			Appui	-82.02	G+Q+Edx	6.8	3HA14+2HA12 =6.88
		Rive	Travée	2.93	0.8G+Edx	6.4	1HA14
			Appui	-84.33	G+Q+Edx	7.0	3HA14+3HA12 =8.01
Etage courant	30x35	Inter	Travée	6.13	G+Q+Edx	7.3	1HA14
			Appui	-91.90	G+Q+Edx	7.7	3HA14+3HA12 =8.01
		Rive	Travée	5.02	0.8G+Edx	7.5	1HA14
			Appui	-102.10	G+Q+Edx	8.7	6HA14=9.24

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule

- $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

- $\overline{\sigma_s}$ =min ((2/3)*f_e ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa.et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

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

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*40	inter	Travée	41.37	4.62	5.2	**15**	196.3	**201.63**	CV
			Appui	-53.33	8.01	5.8		194.5		
		rive	Travée	41.37	4.62	5.2	**15**	196.3	**201.63**	
			Appui	-53.33	8.01	5.8		194.5		
Etage courant	30*40	inter	Travée	41.37	5.75	5.2	**15**	196.3	**201.63**	CV
			Appui	-60.82	9.24	6.1		193.3		
		rive	Travée	41.37	4.62	5.2	**15**	196.3	**201.63**	
			Appui	-65.84	9.24	6.3		192.8		

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

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30x35	inter	Travée	2.60	1.1	0.4	**15**	5.0	**201.63**	**CV**
			Appui	-44.03	6.88	6.1		194.7		
		Rive	Travée	1.19	1.1	0.2	**15**	2.3	**201.63**	
			Appui	-44.03	8.01	6.1		194.7		
Etage courant	30x35	inter	Travée	3.34	1.1	0.5	**15**	6.4	**201.63**	**CV**
			Appui	-52.44	8.01	6.6		193.7		
		Rive	Travée	2.64	1.1	0.4	**15**	5.0	**201.63**	
			Appui	--52.28	9.24	6.6		193.1		

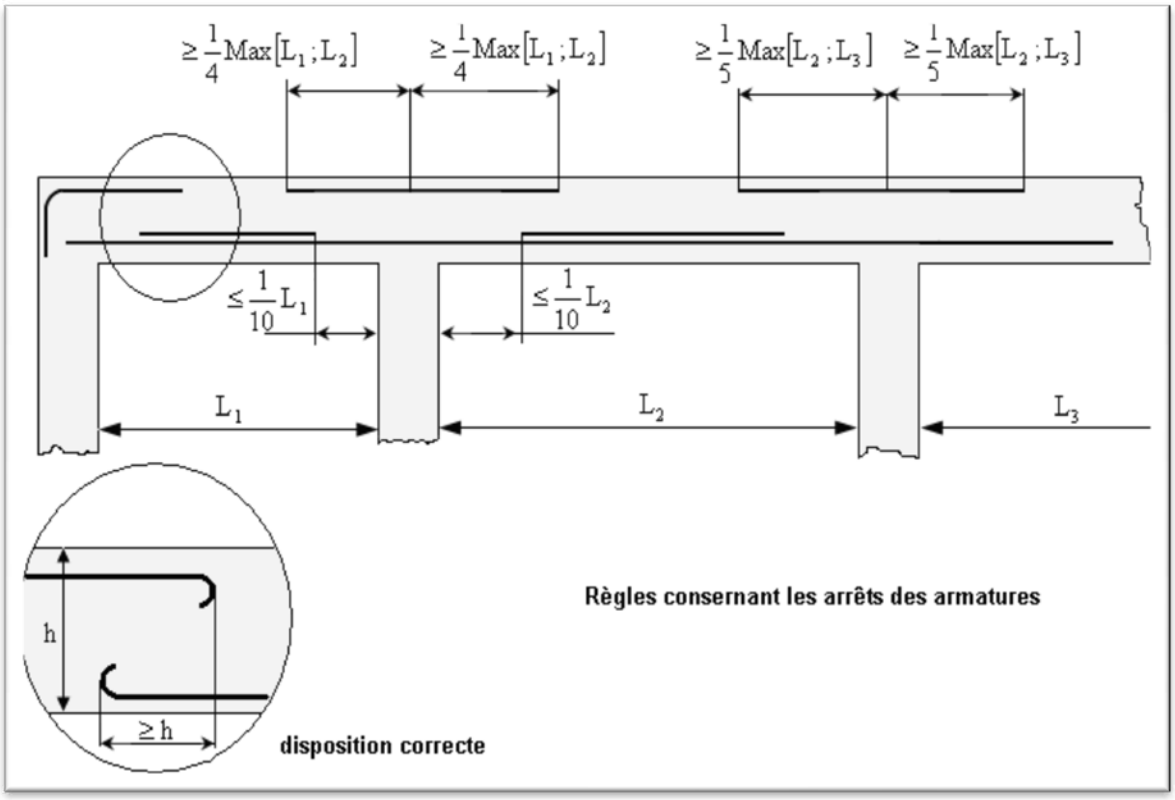


Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres

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

Il faut vérifier que :

- A tendue $\geq A_{min}$ CBA
- A Travée $\geq A_{min}$ RPA et A Travée $\leq A_{max}$ RPA.
- A appui $\geq A_{min}$ RPA et A appui $\leq A_{max}$RPA.

Tableau V.6 : vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA2003

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*40	inter	Travée	4.62	**6**	48	C.V
			Appui	8.01		72	C.V
		rive	Travée	4.62	**6**	48	C.V
			Appui	8.01		72	C.V
Etage courant	30*40	inter	Travée	5.75	**6**	48	C.V
			Appui	9.24		72	C.V
		rive	Travée	4.62	**6**	48	C.V
			Appui	9.24		72	C.V

Tableau V.7 :vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA93

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*40	inter	Travée	4.62	1.20	C.V
			Appui	8.01		C.V
		Rive	Travée	4.62		C.V
			Appui	8.01		C.V
Etage courant	30*40	inter	Travée	5.75	1.20	C.V
			Appui	9.24		C.V
		Rive	Travée	4.62		C.V
			Appui	9.24		C.V

Tableau V.8 :vérification de ferraillage des poutres secondaires selon RPA2003

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*35	inter	Travée	1.1	**5.25**	42	C.V
			Appui	6.88		63	C.V
		rive	Travée	1.1	**5.25**	42	C.V
			Appui	8.01		63	C.V
Etage courant	30*35	inter	Travée	1.1	**5.25**	42	C.V
			Appui	8.01		63	C.V
		rive	Travée	1.1	**5.25**	42	C.V
			Appui	9.24		63	C.V

Tableau V.9 :vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA93

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm2)	A_{min} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*35	inter	Travée	1.1	**1.05**	C.V
			Appui	6.88		
		rive	Travée	1.1		C.V
			Appui	8.01		
Etage courant	30*35	inter	Travée	1.1	**1.05**	C.V
			Appui	8.01		
		rive	Travée	1.1		C.V
			Appui	9.24		

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) :

$\tau^{max} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Tableau V.10 : Calcul de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}$	Min [0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Mpa]

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

Niveau	**B (cm^2)**	**Type**	**Position**	**Tu (KN.m)**	**combinaison**	**τ (MPa)**	**$\bar{\tau}$ (MPa)**	**Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$**
Terrasse	30*40	inter	Appui	81.44	**G+Q+Edy**	0.72	3.33	**C.V**
		Rive	Appui	76.56	**G+Q+Edy**	0.68	3.26	**C.V**
Etage courant	30*40	inter	Appui	105.15	**G+Q+Edy**	0.93	3.33	**C.V**
		Rive	Appui	96.14	**G+Q+Edy**	0.85	3.26	**C.V**

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

Niveau	**B (cm^2)**	**Type**	**Position**	**Tu (KN.m)**	**combinaison**	**τ (MPa)**	**$\bar{\tau}$ (MPa)**	**Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$**
Terrasse	30*35	Inter	Appui	37.21	**G+Q+Edx**	0.38	3.33	**C.V**
		Rive	Appui	64.74	**G+Q+Edx**	0.66	3.26	**C.V**
Etage courant	30*35	Inter	Appui	42.25	**G+Q+Edx**	0.43	3.33	**C.V**
		Rive	Appui	89.92	**G+Q+Edx**	0.92	3.26	**C.V**

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par Øt ≤ min [h/35 ; b/10] Selon le CBA93 ► [Art A.6.4.2] ◄

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

- Selon le RPA 99 version 2003 ► [Art 7.5.2.2]◄

- St = min [h/4 ; 12Øl] …… [Zone nodale]
- St ≤ h/2 ……..[Zone courant]
- St ≤ $\frac{A_t}{0.003\times b}$

-Selon le CBA93► [art A.5.1.2.2]◄ :

- St = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t\times f_e}{b\times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t\times f_e}{b\times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28}.K)}{0.9f_e(cos\alpha + \sin\ \alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.13 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

			CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les Niveau	30*40	0.93	33.75	1.2	10	20	0.9	10	15	4HA8 =2.01

Tableau V.14:Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

			CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les Niveau	30*35	0.92	29.25	1.44	8.75	17.5	1.18	10	15	4HA8 =2.01

V.2.7.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau V.15 :Vérification de la flèche des poutres

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	30*40	0.093	0.062	**C.V**	0.093	0.052	**C.V**	0.008	0.010	**C.V**

- **Commentaire :**

Donc il faut calculer la flèche :

M_{ser} = 41KN.m

0.9mm $\leq \bar{f}$ =7mm……. (C.V)

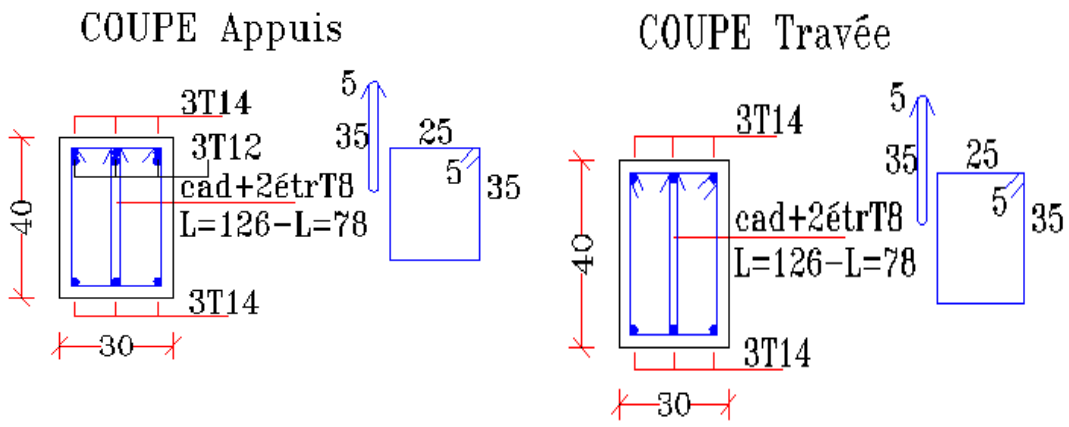


Figure V.2: Coupe Poutre Principale Niveau Terrasse

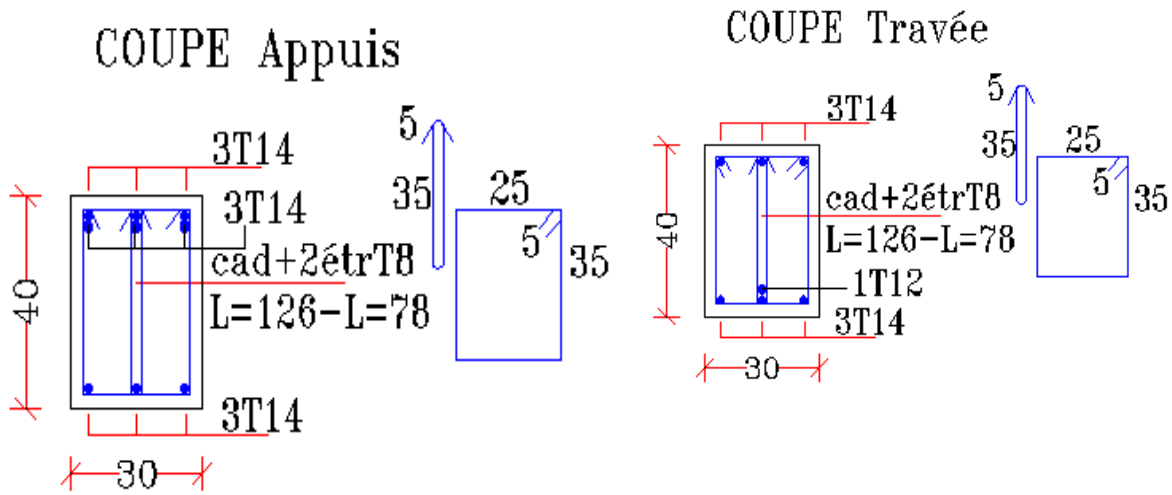


Figure V.3: Coupe Poutre Principale Niveau Etages courant

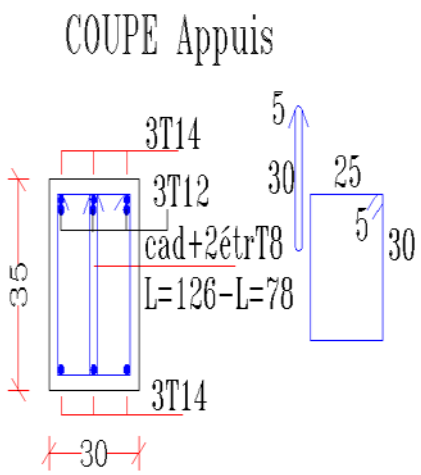


***Figure V.4**:* Coupe Poutre Secondaire Niveau Terrasse

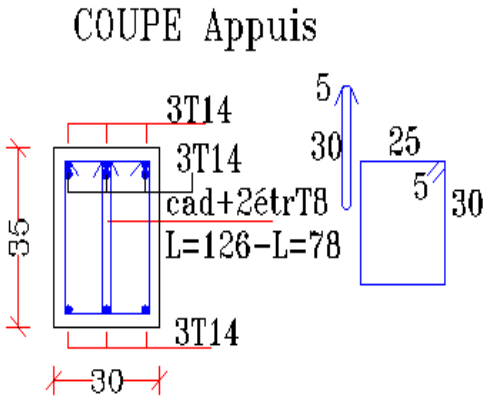


***Figure V.5**:* Coupe Poutre Secondaire Niveau Etages courant

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

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

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

- Situation durable :

  - Béton :γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
  - Acier :γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s= 348 MPa.

- Situation accidentelle :

  - Béton :γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
  - Acier :γ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

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

1- (N_{max} ; M_{corr}).

2- (M_{max} ; N_{corr}).

3- (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.2. Recommandation du règlement RPA99 version 2003:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage minimal sera de : 0,7% en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ en zone III.

V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

a. 1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit

G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son N_{corres}.

b. 2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max}et son M_{corres}.

c. 3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min}et son M_{corres}.

V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :

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

- $e=e_1+e_2$
- $e_1=\frac{M}{N+e_a}$
- $e2=\frac{3L_{f2}(2+\alpha.\varphi)}{10^4.h}$
- Avec : $e_a=\max(2cm ; \frac{L}{250})$
- $0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

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

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

L_f: Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du

Béton sous la charge considérée.

α: Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.3.5. Détermination des sections d'acier :

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

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau V.16 : Les Armatures longitudinaux des poteaux

Niveau (m)	Cas	N°pot	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{choisie}$
+19.38 (35*35)	$N_{max}\rightarrow M$	29	1.35G+1.5Q	201.64	1.73	-3.70	2.8	2.8	11.02	8HA14 = 12.32
	$M_{max}\rightarrow N$	211	G+Q+Edy	7.081	64.45	-0.57	5.2	5.2		
	$N_{min}\rightarrow M_c$	217	0.8G+Edx	-40.38	5.39	52.28	4.8	4.8		
+16.32 (35*35)	$N_{max}\rightarrow M$	22	1.35G+1.5Q	423.39	10.59	1.55	2.8	2.8	11.02	8HA14 = 12.32
	$M_{max}\rightarrow N$	875	G+Q+Edx	-1.57	-10.36	83.53	7.0	7.0		
	$N_{min}\rightarrow M_c$	216	0.8G+Edx	-69.25	1.58	35.63	3.7	3.7		
+13.09 (40*40)	$N_{max}\rightarrow M$	122	G+Q+Edx	687.04	-0.18	-42.43	3.2	3.2	14.40	8HA16 = 16.08
	$M_{max}\rightarrow N$	878	G+Q+Edx	152.28	11.07	84.32	4.1	4.1		
	$N_{min}\rightarrow M_c$	880	0.8G+Edy	-120.15	39.81	36.41	4.3	4.3		
+9.86 (40*40)	$N_{max}\rightarrow M$	121	G+Q+Edx	1028.07	0.81	-36.39	3.2	3.2	14.40	8HA16 = 16.08
	$M_{max}\rightarrow N$	883	G+Q+Edx	667.95	-66.48	-52.74	3.2	3.2		
	$N_{min}\rightarrow M_c$	121	$0.8G+Ed_x$	-204.98	0.06	32.60	4.9	4.9		
+6.63 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M$	647	G+Q+Edx	1349.54	-8.71	-50.20	3.6	3.6	18.22	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N$	213	G+Q+Edx	-60.59	8.89	83.91	5.9	5.9		
	$N_{min}\rightarrow M_c$	647	0.8G+Edx	-294.44	7.65	30.57	5.6	5.6		
+3.40 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M$	650	G+Q+Edx	1496.44	-2.66	-0.70	3.6	3.6	18.22	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N$	130	G+Q+Edy	121.66	-21.86	-4.13	3.6	3.6		
	$N_{min}\rightarrow M_c$	44	0.8G+Edy	-328.64	7.64	2.67	4.6	4.6		

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.

Tableau V.17 : Valeurs des contraintes des poteaux à l'ELS

Niveau (m)	Cas	N° peauto	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	$A_x=A_y$ ( )	$б_b$ (MPa)	$б_s$ (MPa)	$б_s'$ (MPa)	Vérif
+19.38 (35*35)	$N_{max}\rightarrow M$	29	G+Q	147.62	1.28	-2.74	3HA14 = 4.62	1.4	0	20.1	C.V
	$M_{max}\rightarrow N$	125	G+Q	77.23	-19.12	3.43		2.7	18.5	35.5	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	217	G+Q	24.41	-7.09	-0.28		1	7.3	12.7	
+16.32 (35*35)	$N_{max}\rightarrow M$	22	G+Q	310.61	7.96	1.14	3HA14 = 4.62	3.2	0	45.4	C.V
	$M_{max}\rightarrow N$	137	G+Q	186.38	17.30	2.30		3.3	3.9	44.9	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	875	G+Q	74.74	-11.95	14.27		2.2	28.4	11.9	
+13.09 (40*40)	$N_{max}\rightarrow M$	21	G+Q	486.73	11.33	1.23	3HA16 = 6.03	3.6	0	51.9	C.V
	$M_{max}\rightarrow N$	135	G+Q	292.75	19.25	2.31		3.1	0	43.2	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	215	G+Q	133.27	-8.39	-2.45		1.4	0	19.3	
+9.86 (40*40)	$N_{max}\rightarrow M$	20	G+Q	665.43	10.34	0.31	3HA16 = 6.03	4.5	0	66	C.V
	$M_{max}\rightarrow N$	133	G+Q	402.40	17.31	4.13		3.6	0	50.5	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	214	G+Q	191.99	-7.13	-2.33		1.6	0	23	
+6.63(45*45)	$N_{max}\rightarrow M$	19	G+Q	851.34	11.20	0.56	3HA16 = 6.03	4.5	0	65.9	C.V
	$M_{max}\rightarrow N$	131	G+Q	519.81	18.98	7.66		3.4	0	48.9	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	213	G+Q	251.09	-7.28	-3.51		1.5	0	22.3	
+3.40 (45*45)	$N_{max}\rightarrow M$	47	G+Q	869.20	-0.076	-0.003	3HA16 = 6.03	3.9	0	59.2	C.V
	$M_{max}\rightarrow N$	90	G+Q	96.60	-7.69	-0.007		0.9	0	12.1	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	212	G+Q	54.40	-0.9187	-1.7371		0.3	0	4.9	

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

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

a. Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- ✓ **Selon le CBA93 :**
  - $\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ → Fissuration peu nuisible.
  - $\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ → Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.
- ✓ **Selon le RPA 99 (version2003):**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

P_d = 0,075…….si l'élancement $\lambda \geq 5$

P_d= 0,040…….si l'élancement $\lambda < 5$ Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.18 :Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau	**Section (cm²)**	**$T_{u\,max}$ (KN)**	**τ_u (MPa)**	λ	**ρ_d**	**$\overline{\tau_b}$ (RPA)**	**$\overline{\tau_u}$ (CBA**	**Comb**	**$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_b}$**
4ème étage	35*35	54.34	0.04	**21.20**	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
3ème étage	35*35	94.30	0.08	**22.37**	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
2ème étage	40*40	101.01	0.06	**19.65**	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
1ème étage	40*40	87.56	0.05	**19.65**	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
RDC	45*45	109.31	0.05	**17.38**	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
Sous-sol	**45*45**	**87.40**	**0.04**	18.30	**0.075**	**1.875**	**2.5**	G+Q+Edx	**C.V**

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►Art. 7.4.2.2◄ :

Pour notre blocLes armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_I: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & \text{zone nodale .} \\ (b1/2, h1/2, 10\emptyset l) & \text{zone courante.} \end{cases}$$

$\emptyset l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

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

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

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le RPA 99**Version 2003** est donnée par :

- At/ (St*b)

Si $\lambda_g \geq 5$……..0.3%

Si $\lambda_g \leq 3$……..0.8%

- $\lambda_g = l_f/D$

Si $3 < \lambda_g < 5$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

On a Φ_{lmin}= 1.4 cm

- ***Selon CBA 93 :***

$$\begin{cases} \varphi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19: Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux

Section	T_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ_a	S_{tcal}(cm)	Zone	$S_{tfinale}$	choix
35*35	94.30	201.06	2.77	2.5	15	courant	15	4Φ8
						nodal	10	
40*40	101.01	201.06	2.01	2.5	15	courant	15	4Φ8
						nodal	10	
45*45	87.40	201.06	1.59	2.5	15	courant	15	4Φ8
						nodal	10	

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/S_t.b$) :

Tableau V.20:Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}$ (%)	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
35*35	courante	0.38	2.77	oui	_	_
	nodale	0.57		_	_	oui
40*40	courante	0.33	2.01	oui	_	oui
	nodale	0.50		_	_	oui
45*45	courante	0.29	1.59	oui	_	_
	nodale	0.44		_	_	oui

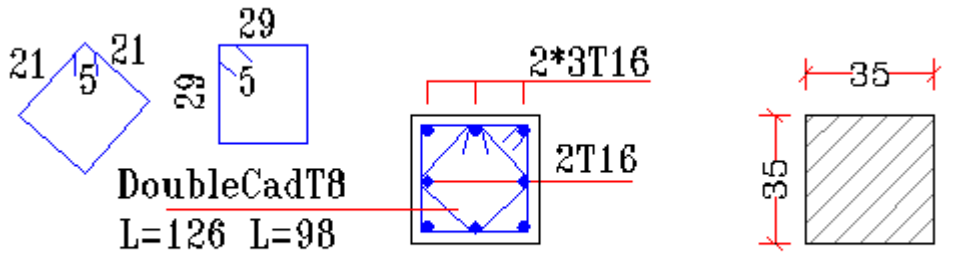


Figure V.6: Les poteaux 35*35

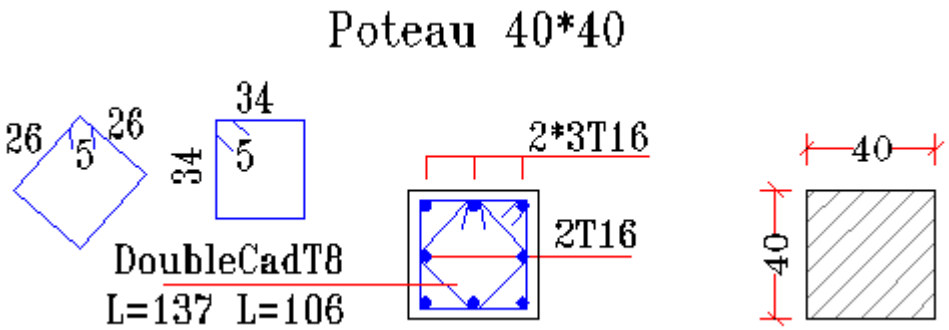


Figure V.7: Les poteaux 40*40

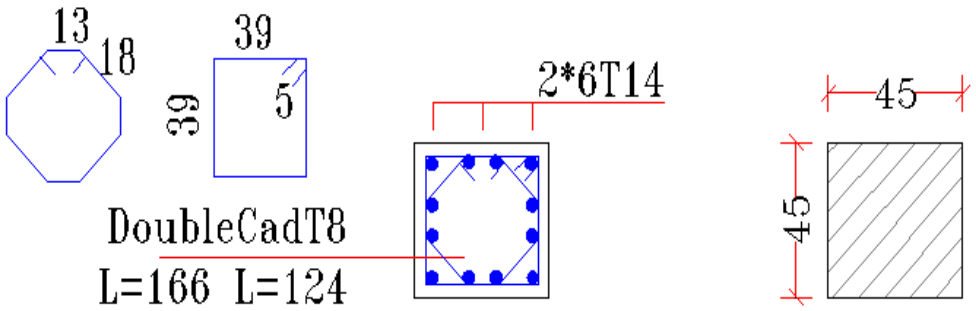


Figure V.8: Les poteaux 45*45

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

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.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

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

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Des épingles

V.4.2. Les voiles pleins :

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

V.4.3.Voiles avec files d’ouvertures :

a. Les 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.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

b. Les 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).

V.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé.

a. Recommandations des règlements :

1- Armatures verticales :

✓ **Selon le CBA 93 *:***

- $A_{vers} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement.
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

✓ **Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.4] ◄ :**

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

Avec :

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- Φ_{ver} : diamètre vertical.

2-Armatures horizontales :

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

✓ **Selon le CBA 93*:***

- Diamètre maximal des armatures horizontales :

$$\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$$

- Espacement des armatures horizontales :
  - $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$
  - $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
  - $S_h \leq \frac{\boldsymbol{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}}{\boldsymbol{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}}$

- La contrainte limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}$$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_b}$: Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- **Ah** : section d'armatures horizontales.
- **d** = 0.9 h : hauteur utile.

✓ **Selon le RPA 99 Version 2003:**

- $\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$
- $Sh \leq \frac{A.h}{0.003}$
- $Sh \leq \min [1.5a ; 30cm]$

3-Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds 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.

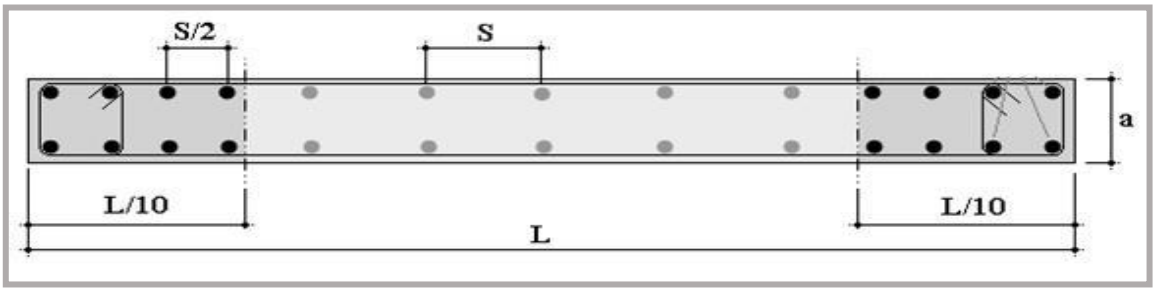


Figure V.9:Disposition des armatures verticales dans les voiles

b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA93) :

La longueur de recouvrement doit être égale :

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

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

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

-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$\begin{cases} S_v \text{ (zone courante)} \\ S_v = \frac{S_v}{2} \text{ (zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

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

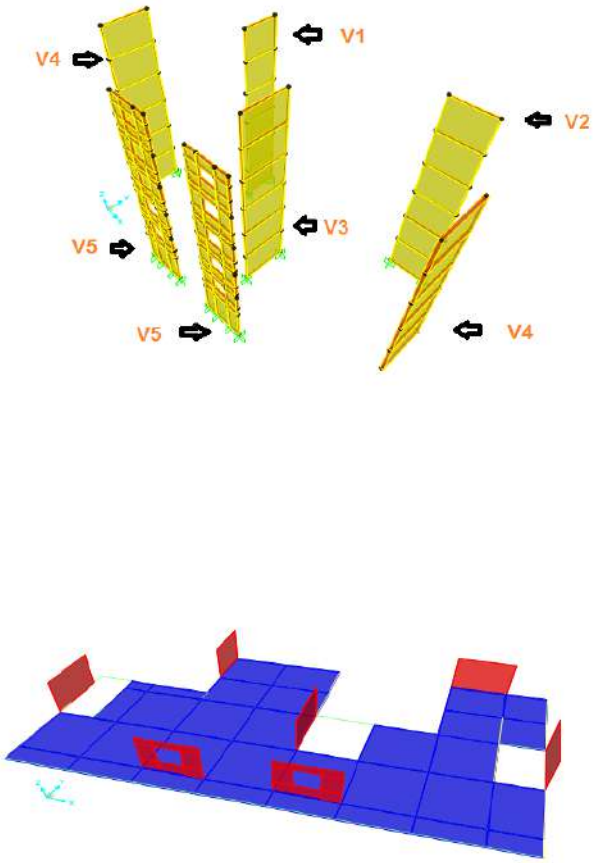


Figure V.10: Disposition des voiles

V.4.5 Ferraillage des voiles pleins :

a. Armatures verticales

Tableau V.21 : Les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s=1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.22:Calcul des armatures verticaux des voiles pleins

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M(KN.m)	Situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
RDC	V_1 rive	25x 330	977.57	630.89	ACC	14.2	15	2× (21HA14 =32.33)
	V_2 rive	25x 360	1058.23	765.33	ACC	15.4	15	2× (21HA14 =32.33)
	V3 inter	25x 430	2422.47	464.25	ACC	18.2	15	2× (24HA14 =36.95)
	V4 rive	25x 430	2164.19	1266.19	ACC	18.2	15	2× (24HA14 =36.95)
1ère étage	V_1 rive	25x 330	833.50	379.87	ACC	14.2	15	2× (21HA12 =23.75)
	V_2 rive	25x 360	912.89	489.02	ACC	15.4	15	2× (21HA12 =23.75)
	V3 inter	25x 430	1984.95	603.96	ACC	18.2	15	2× (24HA12 =27.14)
	V4 rive	25x 430	1808.06	907.80	ACC	18.2	15	2× (24HA12 =27.14)
2ème étage	V_1 rive	25x 330	615.14	217.15	ACC	14.2	15	2× (21HA12 =23.75)
	V_2 rive	25x 360	712.78	345.69	ACC	15.4	15	2× (21HA12 =23.75)
	V3 inter	25x 430	1354.36	510.55	ACC	18.2	15	2× (24HA12 =27.14)
	V4 rive	25x 430	1268.59	521.70	ACC	18.2	15	2× (24HA12 =27.14)
3ème étage	V_1 rive	25x 330	417.56	134.71	ACC	14.2	15	2× (21HA12 =23.75)
	V_2 rive	25x 430	532.62	189.23	ACC	15.4	15	2× (21HA12 =23.75)
	V3 inter	25x 430	747.99	381.76	ACC	18.2	15	2× (24HA12 =27.14)
	V4 rive	25x 430	738.12	270.96	ACC	18.2	15	2× (24HA12 =27.14)
4ème étage	V_1 rive	25x 330	181.40	101.09	ACC	14.2	15	2× (21HA12 =23.75)
	V_2 rive	25x 360	262.12	156.07	ACC	15.4	15	2× (21HA12 =23.75)
	V3 inter	25x 430	330.64	219.63	ACC	18.2	15	2× (24HA12 =27.14)
	V4 rive	25x 430	238.12	232.14	ACC	18.2	15	2× (24HA12 =27.14)

❖ Vérification des armatures à L'ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

- $\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

- $\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.23 : Vérification des armatures à l'ELS des voiles pleins

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_s' (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_1 rive	25x 330	841.00	269.58	64.66	1.4	0	20.2	15	C.V
	V_2 rive	25x 360	1068.23	302.55	64.66	0.7	1.1	10.2	15	
	V3 inter	25x 430	1709.01	90.05	73.90	1.5	0	22.9	15	
	V4 rive	25x 430	1368.17	325.15	73.90	1.5	0	22.1	15	
1ère étage	V_1 rive	25x 330	713.83	144.90	47.50	1.1	0	15.7	15	C.V
	V_2 rive	25x 360	886.38	156.69	47.50	1.1	0	17.2	15	
	V3 inter	25x 430	1425.64	106.80	54.28	1.3	0	20.2	15	
	V4 rive	25x 430	1153.78	212.05	54.28	1.2	0	18.3	15	
2ère étage	V_1 rive	25x 330	527.18	82.39	47.50	0.7	0	11.00	15	C.V
	V_2 rive	25x 360	680.36	104.06	47.50	0.9	0	12.8	15	
	V3 inter	25x 430	1033.34	94.02	54.28	1.0	0	14.9	15	
	V4 rive	25x 430	837.26	118.19	54.28	0.8	0	12.7	15	
3ère étage	V_1 rive	25x 330	359.34	55.42	47.50	0.5	0	7.5	15	C.V
	V_2 rive	25x 430	496.55	80.17	47.50	0.6	0	9.4	15	
	V3 inter	25x 430	660.74	60.09	54.28	0.6	0	9.5	15	
	V4 rive	25x 430	534.44	53.54	54.28	0.5	0	7.8	15	
4ère étage	V_1 rive	25x 330	157.51	19.07	47.50	0.2	0	3.1	15	C.V
	V_2 rive	25x 360	190.54	56.32	47.50	0.3	0	4.2	15	
	V3 inter	25x 430	320.94	128.81	54.28	0.4	0	6.2	15	
	V4 rive	25x 430	210.71	98.63	54.28	0.3	0	4.3	15	

b. Calcul des armatures horizontales :

Tableau V.24: Calcul des armatures horizontales des voiles pleins

voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérif	S_t adoptée (cm^2)	$A_{choisie}(cm^2)$
V_1	25	3.23	141.82	0.24	2.5	C.V	15	2× (22HA10 =17.28)
V_1	25	3.06	23.95	0.04	2.5	C.V	15	2× (20HA10 =15.71)
V2	25	3.23	162.16	0.28	2.5	C.V	15	2× (22HA10 =17.28)
V2	25	3.06	52.36	0.09	2.5	C.V	15	2× (20HA10 =15.71)
V3	25	3.23	201.62	0.35	2.5	C.V	15	2× (22HA10 =17.28)
V3	25	3.06	94.10	0.17	2.5	C.V	15	2× (20HA10 =15.71)
V4	25	3.23	233.69	0.4	2.5	C.V	15	2× (22HA10 =17.28)
V4	25	3.06	116.47	0.20	2.5	C.V	15	2× (20HA10 =15.71)

c. Armatures transversales :

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

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, 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.

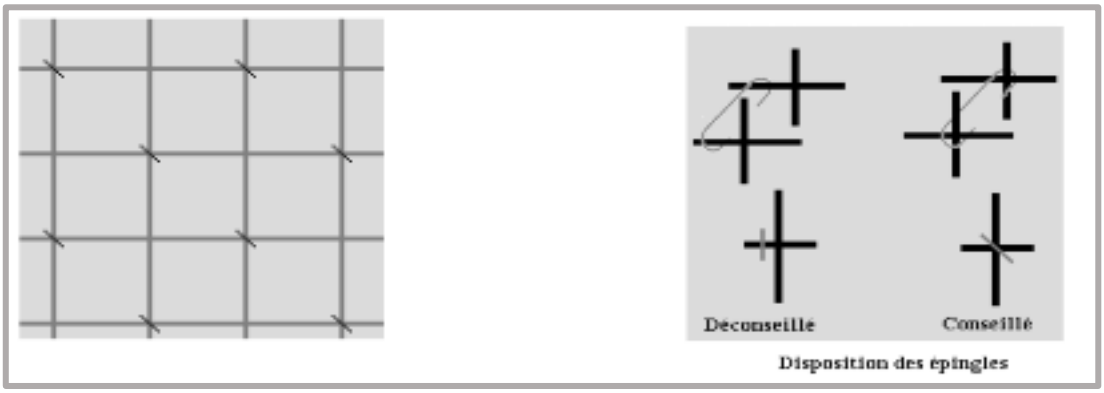


Figure V.11: Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : $L_r=50\phi=48$ cm ~ 50 cm.

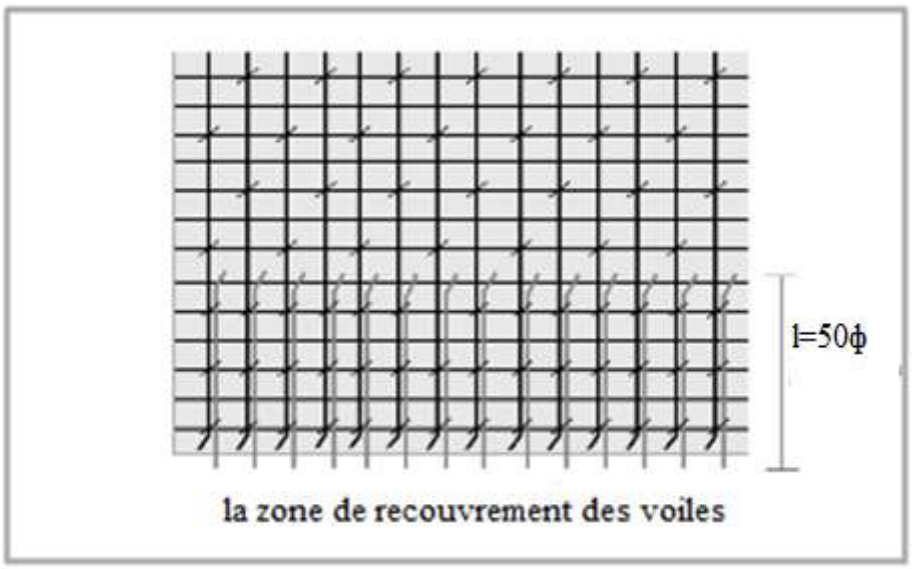


Figure V.12: La zone de recouvrement des voiles

V.4.6 Ferraillage des trumeaux :

Tableau V.25: **Calcul des armatures verticales des trumeaux**

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_5	25×1.10	399.24	291.75	ACC	5.4	15	2× (7HA12 =7.92)
1ère étage	V_5	25×1.10	374.67	273	ACC	5.4	15	2× (7HA12 =7.92)
2ème étage	V_5	25×1.10	268.36	197.94	ACC	5.4	15	2× (7HA12 =7.92)
3ème étage	V_5	25×1.10	380.76	265.33	ACC	5.4	15	2× (7HA12 =7.92)
4ème étage	V_5	25×1.10	121.71	58.65	ACC	5.4	15	2× (7HA12 =7.92)

a. Vérification des armatures à l'ELS :

Tableau V.26: **Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux**

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{adopt} (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_5	25×110	260.65	123.66	15.84	3.0	**15**	16.6	**201.63**	**C.V**
1er étage	V_5	25×110	235.26	104.12	15.84	2.6	**15**	13.2	**201.63**	**C.V**
2ème étage	V_5	25×110	192.79	74.71	15.84	1.9	**15**	8.2	**201.63**	**C.V**
3ème étage	V_5	25×110	180.21	89.23	15.84	2.1	**15**	12.4	**201.63**	**C.V**
4ème étage	V_5	25×110	68.89	25.36	15.84	0.7	**15**	2.6	**201.63**	**C.V**

b. Les armatures horizontales :

Tableau V.27: **Calcul des armatures horizontales des trumeaux**

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérif	$S_{t\ adoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
RDC	V_5	25	323	196.23	0.3	2.5	C.V	15	2× (22HA10 =17.28)
1ère étage	V_5	25	323	42.35	0.05	2.5	C.V	15	2× (22HA10 =17.28)
2ème étage	V_5	25	323	69.05	0.08	2.5	C.V	15	2× (22HA10 =17.28)
3ème étage	V_5	25	323	32.84	0.04	2.5	C.V	15	2× (22HA10 =17.28)
4ème étage	V_5	25	306	24.18	0.03	2.5	C.V	15	2× (22HA10 =17.28)

V.4.7.Ferraillagedes 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.

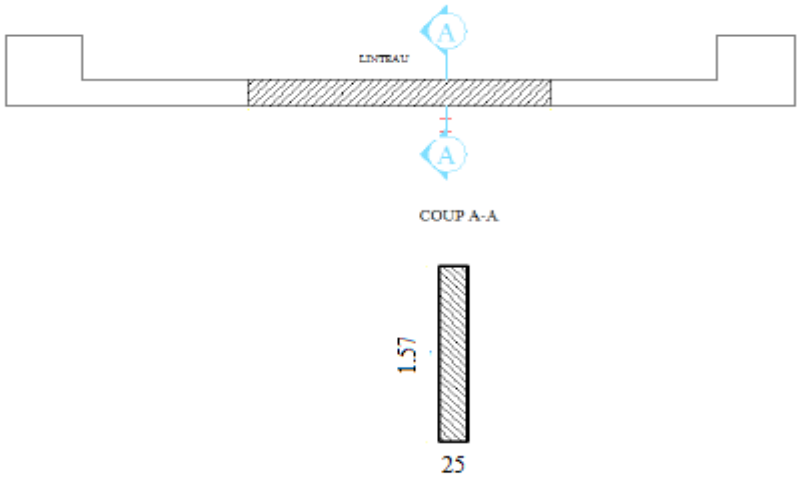


Figure 13: schéma représentatif des linteaux

❖ **Recommandations réglementaires :**

-Selon le CBA 93:

Même conditions que pour les poutres.

- Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.2] ◄:

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

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

b0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

$\mathbf{V_u}$: 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 ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.1]◄ :

➢ **Aciers longitudinaux *:***

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

$$A_l \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z=h-2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

➢ **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$\begin{cases} \lambda>1 \quad \text{(linteau long)} \\ \lambda = 1/h \end{cases}$

$\lambda< 1$(linteau court)

a- linteau long λ>1 :

On à: St ≤ Atfe$\frac{Z}{T}$

St : 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 : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

T = min (V_1 ; V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit :

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

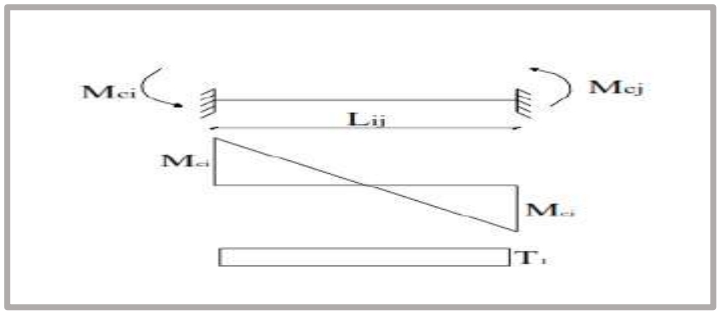


Figure V.14:Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas (τb> 0.06fc28) :selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.2] ◄ :

Dans ce cas, il y a 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 :

$$A_D = \frac{V}{2 sin\alpha . f_e} \qquad \text{avec: } tg\alpha = \frac{h-2d}{L}$$

V = Vu (sans majoration)

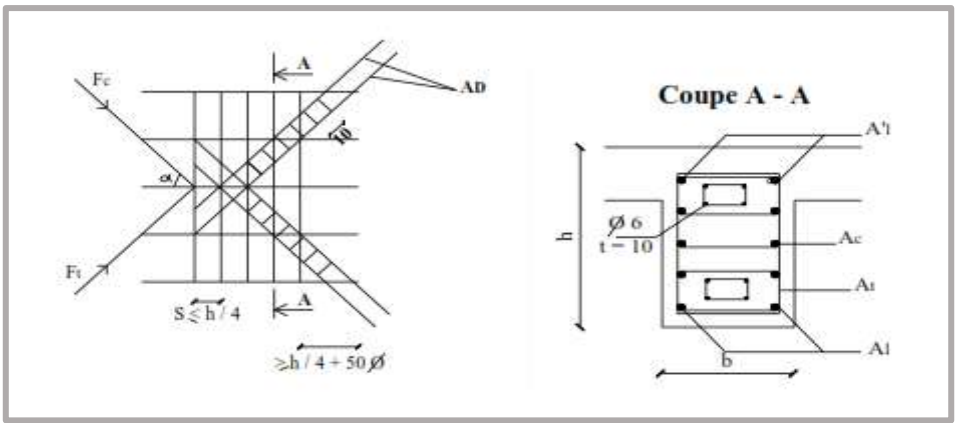


Figure V.15: Armatures du linteau selon le RPA **99**

3.Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.3] ◄:

On a :

- $A_l \geq 0.15\%b.h$
- $A_c \geq 0.20\%\ b.h$

$A_D = 0$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28}$

$A_D = 0.15\%b.h$ si $\tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28}$

$A_t \geq 0.15\%b.s$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28}$

$A_t \geq 0.25\%b.s$ si $\tau_b > \mathbf{0.}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.28: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (MPa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC	V_5	25	1.57	1.59	697.64	0.66	561.14	**Traction/compression**
1ère étage	V_5	25	1.57	1.59	893.98	0.28	711.37	**Traction/compression**
2ème étage	V_5	25	1.57	1.59	363.45	0.20	293.78	**Flexion simple**
3ème étage	V_5	25	1.57	1.59	631.97	0.14	248.14	**Traction/compression**
4ème étage	V_5	25	1.57	1.59	102.91	0.08	75.82	**Flexion simple**

Tableau V.29 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	A_l	A_t	S_a	A_l	A_t
RDC -1ère	5.88	0.937	15	2× (4HA14)= 6.16	2× (2HA10)=1.57
1ère - 2ème	5.88	0.937	15	2× (4HA14)= 6.16	2× (2HA10)= 1.57
2ème - 3ème	6.57	0.79	15	2× (5HA14)= 7.70	2× (2HA12)= 2.26
3ème - 4ème	5.88	0.937	15	2× (4HA14)= 6.16	2× (2HA10)= 1.57
4ème	3.18	0.79	15	2× (4HA12)= 4.52	2× (2HA12)= 2.26

Tableau V.30 : Calcul d'armatures diagonales et de peaux des linteaux

Niveau	$A_{diagonal}$	A de peau	S_a	$A_{diagonal}$	A de peau
RDC -1ère	12.43	7.85	15	2× (4HA14)=6.16	2× (12HA10)=9.42
1ère - 2ème	15.93	7.85	15	2× (4HA14)=6.16	2× (12HA10)=9.42
3ème - 4ème	11.26	7.85	15	2× (4HA14)=6.16	2× (12HA10)=9.42

V.5.Conclusion :

D’après les conditions de résistance que nous avons vérifiées sur les éléments structuraux ,on trouve que les éléments structuraux assurent la stabilité et la résistance de bâtiment sous l’effet des charges(gravité,siésme) ,et après le calcul nous avons adopté une ferraillage de diamètre H12 HA14 pour les poutres secondaires et principales ,et HA14 HA16 pour les poteaux ,et HA10 HA12 HA14 pour les voiles ,avec une diminution des diamètres vers le haut qui a une relation avec les charges (gravité,siésme).

CHAPITRE VI

CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Mur de soutènement:

VI.1.1 introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous Dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.1.2 Etude du voile périphérique [1] ►► [Art 10.1.2] ◄◄:

VI.1.2.a. Dimensionnement :

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone III, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10 m au dessus du niveau moyen du sol.

D'après **RPA99/version 2003** le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical) .

- Un recouvrement de 40 ϕ pour les renforcements des angles

On adopte une épaisseur : e = 25 cm.

La hauteur de voile périphérique = 3.40 m.

VI.1.2.b. Détermination des sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble des panneaux appuyés à leurs parties supérieures et encastrés à leurs bases ».

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres
- Effet de surcharge
- Effet de cohésion

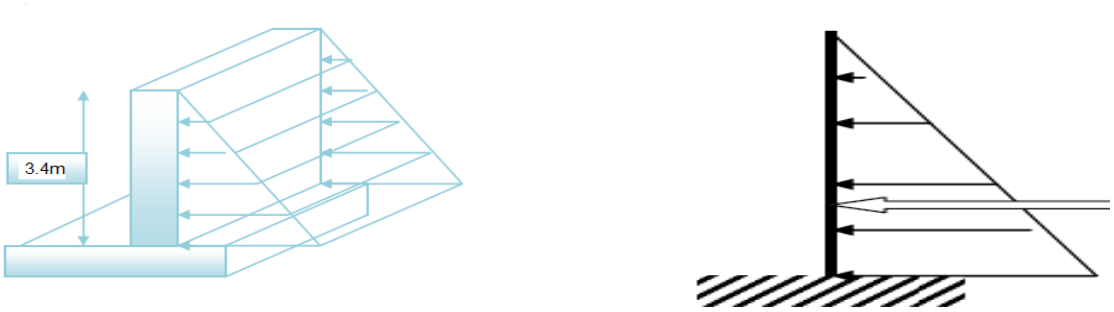


Schéma statique

Figure VI.1 : Schéma du chargement qui vient au Mur de soutènement

VI.1.2.c. Evaluation des charges :

En plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q = 1.50 kN/m².

➢ a.charge permanente :

Nous avons :

- un terrain plat : β=0
- mur droit : λ=0
- le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel : γ=18kN/m3.
- l'angle de frottement interne : υ=22o

D'après *RANKINE*, La poussée des terres P est égale à : P = 1/(2.kγa.γ.h²) ; G = $k_{\gamma a}$.γ. h

- Le coefficient de contrainte : $k\gamma a = tg2\,[(\pi/4)-(\upsilon/2)]$; D'où : $k\gamma a$ =0.455

Alors : G= 0.455 × 18 × 3.4=27.846 kN/m².

➢ b.charge d'exploitation :

Nous avons :

- Q=k_q .q
- $k_q = k_{\gamma a}/\cos(\beta - \lambda)$=0.455

  Alors : Q= 0.455 x 1.5=0,6825kN/m².

➢ c.combinaisons d'actions :

q_u = 1.35G + 1.5Q = 38.607 kN/m².
q_{ser} = G + Q = 28.522 kN/m².

- Pour une bande de 1m :

q_u = 38.607 kN/ml
q_{ser} = 28.522 kN/ml

VI.1.2.d.Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre côtés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.

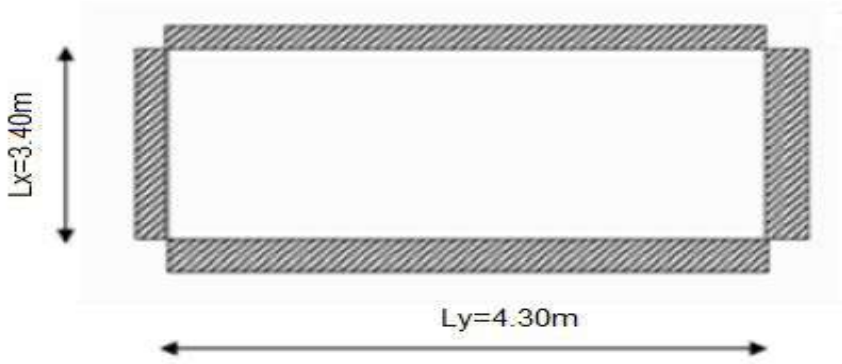


Figure VI.2 :: Schéma des dimensions du Mur de soutènement

Donc : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Dans notre cas : $\rho = \frac{3.4}{4.3} = 0.790 > 0.4$

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

➢ a.Détermination des moments à l'ELU :

- $M_x = \mu_x \times q_u \times l^2_x = 0.0573 \times 38.607 \times (3.4^2) = 25.55$ KN.m
- $M_y = \mu_y \times M_x = 0.5862 \times 25.55 = 14.98$ KN.m

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

- **En travée :**
- $M_{tx} = 0.85 M_x = 21.71$kN.m.
- $M_{ty} = 0.85 M_y = 12.73$ kN.m.

❖ **Aux appuis :**

❖ $M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3\ M_x = -7.66$ kN.m.
❖ $M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5\ M_y = -7.49$ kN.m.

➢ *b.Détermination des moments à l'ELS :*

➢ $M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l^2_x = 0.0748 \times 28.522 \times (3.4^2) = 24.662$ KN.m
➢ $M_y = \mu_y \times M_x = 0.04896 \times 24.662 = 12.07$ KN.m

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

❖ **En travée :**

❖ $M_{tx} = 0.85 M_x = 20.96$ kN.m.
❖ $M_{ty} = 0.85 M_y = 10.25$ kN.m.

❖ **Aux appuis :**

❖ $M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3\ M_x = -7.39$ kN.m.
❖ $M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5\ M_y = -6.03$ kN.m.

➢ *c.Détermination des armatures longitudinales à l'ELU :*

➢ **Les conditions exigées par le RPA99/version 2003 sont :**

Un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

✓ $A_l = 0{,}1\%$
✓ $A_t = 0{,}1\%$

➢ **Vérification la Condition de non fragilité :**

$$\text{As min} = \frac{0.25 \times 100 \times 120 \times 2.1}{400} = 1.57\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

Tableau VI.1 : Calcul des armatures du Mur de soutènement à l'ELU

	sens	M (kN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi}
Travée	**X**	**21.71**	**22**	**2.5**	**1.6**	4HA14=6.16cm^2
	Y	**12.73**	**22**	**2.5**	**1.6**	4HA14=6.16cm^2
Appui	**X**	**7.66**	**22**	**2.5**	**1.6**	4HA14=6.16cm^2
	Y	**7.49**	**22**	**2.5**	**1.6**	4HA14=6.16cm^2

➢ *d. Vérification des contraintes à l'ELS :*

Tableau VI.2 : Vérifications des armatures du Mur de soutènement à l'ELS

	Sens	AELU (cm^2)	$Mser$ (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	$\sigma s \leq [\sigma s]$	$\sigma b \leq [\sigma b]$
Travée	X	6.16	20.96	159.65	5.24	c.v	c.v
	Y	6.16	10.25	80.26	3.14	c.v	c.v
Appui	X	6.16	7.39	60.58	2.07	c.v	c.v
	Y	6.16	6.03	57.21	1.87	c.v	c.v

➢ e.Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ **suivant X :**

$$Tx = \frac{qu \,.lx \,.ly}{2ly + lx} = 4.70 \text{ KN}$$

❖ **suivant Y :**

$$Ty = \frac{qu \,.lx \,.ly}{3ly} = 4.37 \text{ KN}$$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau u = \frac{T^{max}}{b_{0}\,.d} = \frac{4.70\times 10^{3}}{1000\times 220} = 0.021 \text{ MPa} \leq \frac{0.07\,.f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}\,.$$

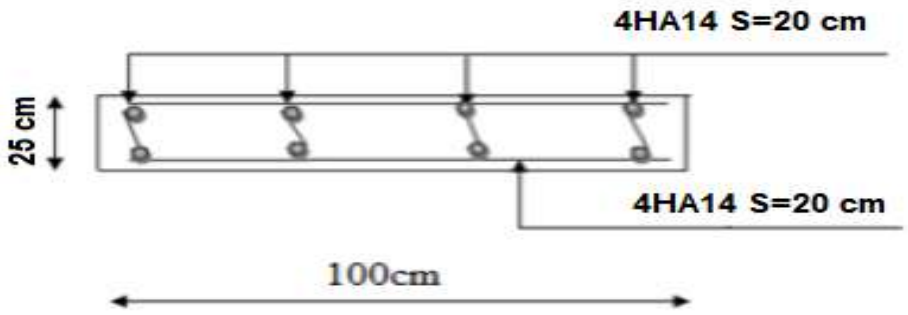


Figure VI.3: disposition de ferraillage du Mur de soutènement

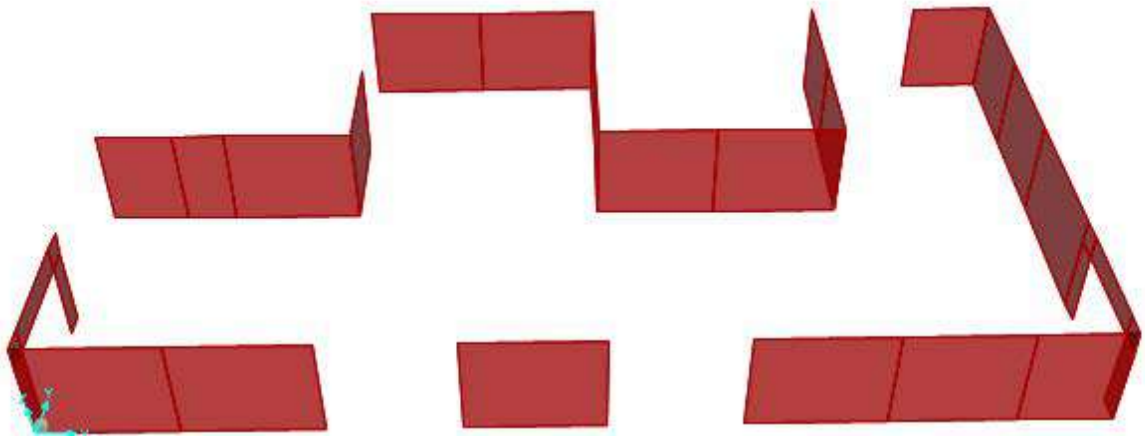


Figure VI.4: vue en 3D du Mur de soutènement

VI.2. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.2.1. Pré dimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm²

On adopte une section de (30 x 40) cm².

VI.2.2. Sollicitations : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha}$$

Avec :

N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.3 : Valeurs de α

Site	Zone I	Zone Iia	Zone IIb et III
S3	**15**	**12**	**10**

$$F_u = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1187.69}{10} = 118.77 \text{ kN}$$

$$F_{ser} = \frac{Nser}{\alpha} = \frac{869.20}{10} = 86.92 \text{ KN}$$

VI.2.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F .

➢ **a.Armatures longitudinales**

a) À l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma s}$$

Ou : F_u= 118.77 KN

Alors : $A_u = \frac{118.77\times10^3}{400}$= 2.96 cm^2

b) Condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$$A \geq \frac{B\, f_{t28}}{f_e}$$

On a : $A \geq \frac{(30\times 30)\times 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.72\ cm^2$

Donc on adopte **A=6HA12=6.78cm²**

c) Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

F_{ser} = 86.92 kN

Alors :

$\sigma_s = \frac{Fser}{A} = \frac{86.92\times10^3}{678}$=128.20 MPa ≤ $\overline{\sigma_s}$ =202 MPa

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B:**[1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**

On a :

$\mathbf{A_{min}} = \frac{0.6\times b\times h}{100} = \frac{0.6\times30\times30}{100}$ = 5.4 **cm²**

Donc on adopte **A=6HA14=9.23 cm²**

➢ **b.Armatures transversales :**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **[1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φ_ℓ).

a) Section :

On a :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

On adopte: φ_t = 8 mm

At = 4ϕ8 = 2.01 cm²

b) Espacement:

$S_t \leq \min [20\text{cm} ; 15\varphi_l] = \min [20\text{cm} ; 21\text{cm}]$

On adopte: **St = 15 cm.**

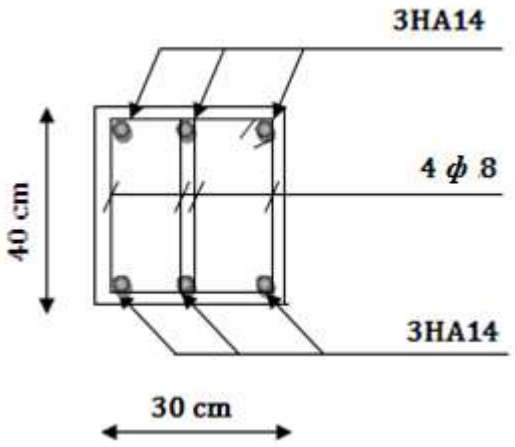


Figure VI.5 : Ferraillage des longrines

VI.3.Les fondations :

VI.3.1. Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.3.2. Type de la Fondation :

Pour les fondations on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.….) les fondations peu profondes, et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi les quelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3.3. Connaissance Du Site et du Sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol composé de marne grisâtre
  - De faible humidité et à moyenne compacité.
  - Moyennement plastique.
  - Peu compressible
  - De bonne cohésion
- Le pH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est modérée.
- Le taux de carbonates est moyen.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_{sol} = **1 bars** avec un ancrage de 3.50 m sous le niveau du sous-sol (-3.40).

VI.3.4. Choix du Type de Fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vu la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront des semelles filantes sous voiles et poteaux.

VI.3.5. Calcul du fondation:

VI.3.5.1. Calcul des semelles isolées :

a. Pré dimensionnement:

D'aprés les résultats du **SAP 2000.v.19.1** ; on a les résultats suivants :

On a un voile périphérique donc reste que les semelles intermédiaires suivant :

Tableau VI.3: les sollicitations des semelles isolées

Type de semelle	N [KN]	M [KN.m]
Semelle intermédiaire S_1	869.16	3.02
Semelle intermédiaire S_2	681.17	2.23

b. Semelle Intermédiaire S_1 :

➢ **Dimensionnement initiale a l'ELS :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \mathbf{A = (\frac{a}{b}) \times B}$$

$$S = A \cdot B \geq \frac{Nser}{\sigma sol} \Rightarrow \frac{a}{b} \cdot B^2 \geq \frac{Nser}{\sigma sol}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{Nser}{\sigma sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{45}{45} \times \frac{869.16 \times 10^3}{0,1}}$$

B= 2948,15mm = 2,948 m donc B_{choisi} = 3,0 m.

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \cdot \frac{Nser}{\sigma sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{45}{45} \times \frac{869.16 \times 10^3}{0,1}}$$

A= 2948,15 mm = 2,948 m

Donc A_{choisi} = 3,0 m .

Donc A = B = 3,0 m

➢ **Calcule de ' H' :**

$$\mathbf{h} \geq \max\left\{\frac{(B-b)}{4} + \mathbf{c}\ ;\ \frac{(A-a)}{4} + \mathbf{c}\right\} \Rightarrow \quad \mathbf{h}_{choisi} = 0.70\ m$$

c. Semelle Intermédiaire S_2 :

➢ **Dimensionnement initiale a l'ELS :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \quad \mathbf{A} = \left(\frac{a}{b}\right) \times \mathbf{B}$$

$$S = A \cdot B \geq \frac{Nser}{\sigma sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{a}{b} \cdot \mathbf{B}^2 \geq \frac{Nser}{\sigma sol}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{Nser}{\sigma sol}} \quad \Rightarrow \quad B \geq \sqrt{\frac{45}{45} \times \frac{681{,}17 \times 10^3}{0{,}1}}$$

B= 2609.92 mm = 2,609 m donc B_{choisi} = 2,8 m .

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \cdot \frac{Nser}{\sigma sol}} \Rightarrow \quad A \geq \sqrt{\frac{45}{45} \times \frac{681{,}17 \times 10^3}{0{,}1}}$$

A = 2609.92 mm = 2,609 m Donc A_{choisi} = 2,8 m .

Donc A = B = 2,8 m

➢ **Calcule de ' H'**

$$\mathbf{h} \geq \max\left\{\frac{(B-b)}{4} + \mathbf{c}\ ;\ \frac{(A-a)}{4} + \mathbf{c}\right\} \Rightarrow \quad \mathbf{h}_{choisi} = 0.65\ m$$

d. Vérification des contraintes sous semelle a ELS :

$$\sigma = \frac{Nser + Psem + Pa\ pot + Prembl}{(Bchoi \times Achoi)} \leq \sigma sol$$

Donc S_1 σ =1,27 bars $\geq \sigma sol$ ……Non satisfaite

Donc S_1 σ =1,25 bars $\geq$ σsol ……Non satisfaite

On va redimensionner la semelle on trouve :

S1 ⇨ A=B= 3,7 m

S2 ⇨ A=B= 3,5 m

e. Condition de chevauchement:

S1 : $\frac{1,5}{2} \times (A+A') < L \Rightarrow$ 5,5m > 4m

S2 : $\frac{1,5}{2} \times (A+A') < L \Rightarrow$ 5,25m > 4m

Nous avons trouvé que les semelles isolées présentent un chevauchement. Donc on adopte le choix de la semelle filante suivant le sens porteur (le Sens des poutres principales).

VI.3.5.2. *Calcul des semelles filantes :*

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

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

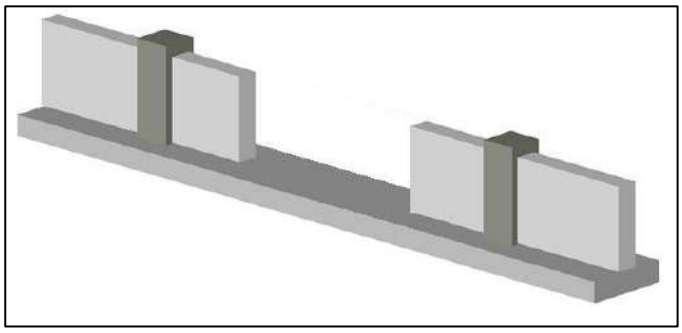


Figure VI .2 : schéma d'une semelle filante sous voiles et poteaux

a. Semelle filante sous voiles et poteaux :

➢ Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nt}{L}$$

Avec : Nt : L'effort normal réparti sur les voiles

L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux

Semelle	L (m)	N_{ser} (kN)	N_{ser} (kN/mℓ)	b (cm)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	29.94	10254.83	325.71	45	3.5	50	50
SF2	16.75	4117.12	245.79	45	2.7	50	50
SF3	16.75	3092.66	184.63	45	2.0	50	50
SF4	11.9	4258.44	357.85	45	3.7	50	50
SF5	11.9	3583.79	296.95	45	3.2	50	50

- **Condition de chevauchement :**

Sf2et sf3 (A+A') < L ⇨ 3.52m > 2.7 m

Sf4 et sf5 : (A+A') < L ⇨ 5.17m > 4m

Nous avons trouvé que les semelles filantes présentent un chevauchement

Donc on adopte le choix de la semelle en radier.

VI.3.5.3. Radier général:

a. Introduction :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

b. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut satisfaire la condition:

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$\sigma max \geq \sigma adm$ => S $\geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

On a : N = G+Q= 35095.188 KN

σ_{sol} **= 1 bar**

La surface du bâtiment Sb ≥ 373.66m^2

Donc la surface totale du radier est Sr = 477 m^2

c. Pré-dimensionnement de radier :

❖ Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier:

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- Condition forfaitaire :

$$hr1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec: L_{max}: la longueur maximale entre les axes des poteaux.

L max = 4.30 m

=> $hr1 \geq$ 21.5 cm

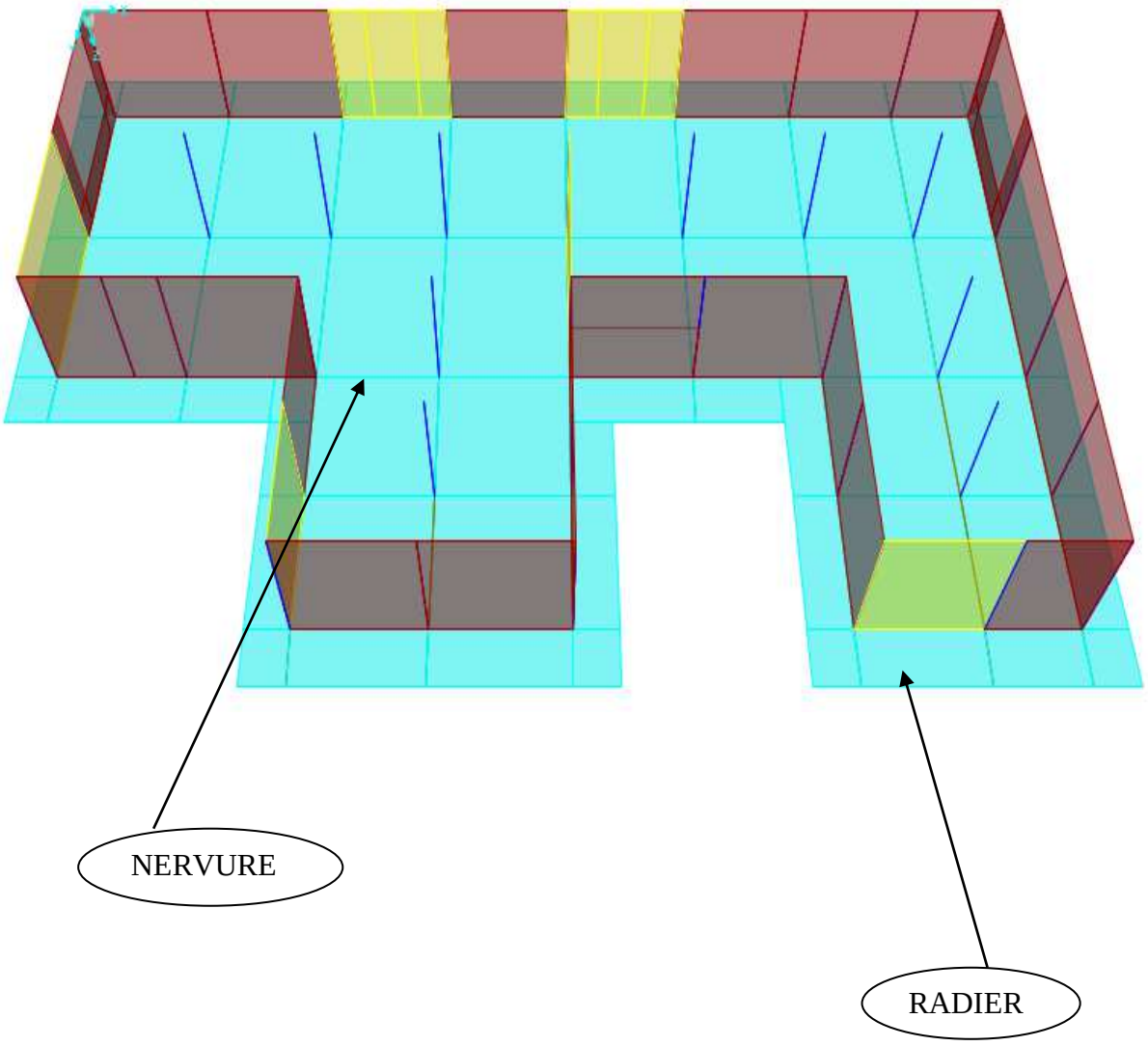


Figure VI.7 : schéma d'un radier nervuré

➢ **Condition de la raideur:**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante:

$L_{max} \geq \frac{\pi}{2} . L_e$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier

E: Module d'élasticité du béton (en prend E=20000MPa).

b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

K= 0,5[kg/cm3] → pour un très mauvais sol.

K= 4 [kg/cm3] → pour un sol de densité moyenne.

K= 12[kg/cm3] → pour un très bon sol.

On aura : **0.5 kg /cm³ ≤ K ≤ 12 kg/ cm³**

$$h_{r2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

$hr2 \geq$ 23 cm

➢ **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = Min(0{,}1 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$$

Avec :

$$T_u = \frac{qL}{2} \qquad q = \frac{N_u . 1ml}{S_{rad}}$$

Nu=Nu (superstructure)

Nu=47786.29KN

L=4.30m ; b=1m

$$h_{r3} \geq \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad} b(0.9\bar{\tau})}$$

hr3 ≥ 10cm

Donc : $hr1 \geq \max(hr1, hr2, hr3) = 23cm$

$hr1 = 25cm$

❖ Dimensionnement des nervures :

➢ ***Largeur des nervures :***

Condition de coffrage

➢ ***Hauteur des nervures :***

Condition de non poinçonnement

Il faut vérifier : $b \geq \frac{Lmax}{10} = \frac{430}{10} = 43cm.$

$$N_u \leq 0{,}045 U_c . h . \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

Nu : la charge de calcul vis a vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité,

Nu = 1187.69 kN.

⇨ Uc : Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$$U_c = 2[(a+b)+2h]$$

a = b : les dimensions du poteau (45).

D'après l'équation (1) on a :

$hn1 \geq$ 0.43 m on prend $hn1 = 45cm$ et $F_{limite} = 1215.00$ kN < Nu = 1187.69

➢ ***Condition de la raideur:***

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. l'expression de la longueur élastique est donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{..... (*)}$$

- Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire de poteaux de largeur a non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à : $\frac{\pi}{2} L_e + a$
- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire). Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie
- Si l'entre axe des poteaux est supérieur à cette valeur, le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

On veut que: $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entre axe}}$

Avec :

A,b= 45 cm (largeur du poteau)

L'entre axe = 4.3m

Le = 3.51 m

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de h:

On aura: $h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}}$

⇨ hn2 = 44.97cm

➢ ***Condition de la flèche:***

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{max}}{15} < h_{n3} < \frac{L_{max}}{10}$$

On a : Lmax=4.30m ≡ 28.66 cm < hn3 < 43 cm

On choisit : Hn3= 30 cm Donc hn > max(hn1 , hn2 , hn3) = 44.97cm

hn = 65 cm

❖ **Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier ***hr =25 cm***

- Les dimensions de la nervure ***hn =65 cm bn=45cm***

d. caractéristiques géométriques du radier :

❖ Position du centre de gravité:

Xg=15.92cm ; Yg=6.17cm

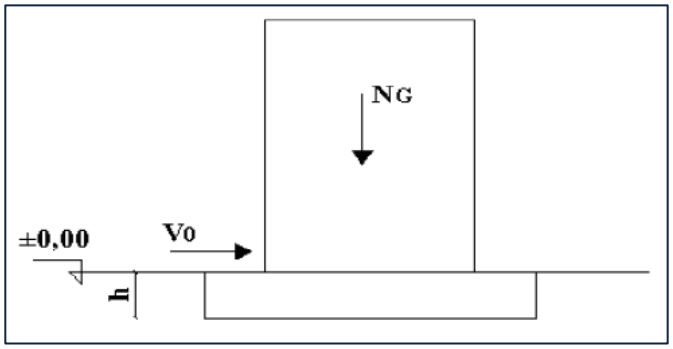


Figure VI.8 : Schéma statique du bâtiment

❖ Moments d'inertie:

Ixx= 9.64E+07cm^4

Iyy=4.081E+06 cm^4

e. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5

Avec :

- Ms: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.
- Mr: Moment de renversement dû aux forces sismique Et
- Mr= M0+V0h
- M0: Moment à la base de la structure.
- V0: L'effort tranchant à la base de la structure.
- M0, V0 : sont tirés à partir du fichier SAP2000 V19.1
- h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

➢ **Sens x-x:**

Msx=Ng. Xg

Mrx=313911.87kN.m

Avec:

$N_g=N_{g1}+N_{g2}$

Et :

- N_{g1}: Poids propre de la superstructure.
- N_{g2}: Poids propre du radier

Alors : N_{G1}= 15061.58 KN

$N_{G2}=\rho_b.S.h=25*304.19*0,25=35095.188$ kN

Donc: N_G=50156.776 kN

Ms=798495.74 KN

$\frac{M_S}{M_r}$ = 2.07 >1.5 ….*CV*

➢ **Sens y-y:**

M_{Ry} = 186311.51 KN.m

M_{sy} = 309467.27 KN.m

$\frac{M_S}{M_r}$ = 1.66 > 1.5 …… cv

- **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

f. Vérification des contraintes dans le sol :

On doit vérifier la contrainte du sol.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{50156.77}{517.19} = 0.97 < 1bar$$

g. ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher. La fissuration est considérée préjudiciable

❖ Ferraillage de la dalle du radier:

➢ Détermination des efforts:

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$ => La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

- $M_x = \mu_x q L_x^2$ …….sens de la petite portée.
- $M_y = \mu_y q L_y^2$ …….sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis

➢ Panneau de rive :

- **Moment en travée :**

Mtx= 0.85Mx

Mty=0.85My

- **Moment sur appuis:**

Max= May=0.3Mx (appui de rive)

Max= May=0.5Mx (appui d'intermédiaire)

➢ **Panneau intermédiaire :**

- **Moment en travée:**

$Mt_x = 0.75M_x$

$Mt_y = 0.75M_y$

- **Moment sur appuis :**

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4$ => La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: Mt=0,85M0
- Moment sur appuis: Ma=0,5M0

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

1-Valeur de la pression sous radier:

ELU: qu= 131.71kN/m²

ELS: qser= 78.73kN/m²

2-Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0):

ELU: qu= 131.71 kN/m²

ELS: qser= 78.73 kN/m²

On a le rapport des panneaux 0.4<Lx/Ly<1.0 ; la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.5 :Calcul des moments à l'ELU

PANNEAU	Lx	Ly	Lx/Ly	µx	µy	Mx	My	Mtx	Mty	Ma
P1	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	94.16	80.51	80.03	68.43	28.25
								70.62	60.38	47.08
P2	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	94.16	80.51	80.03	60.38	40.25
								70.62	60.38	47.08
P3	3.8	4.3	0.88	0.047	0.75	94.48	71.34	80.31	53.51	35.67
								70.86	53.51	47.24
P4	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	94.16	80.51	70.62	68.43	47.08
								80.03	60.38	40.25
P5	3.8	4.3	0.88	0.047	0.75	94.48	71.34	70.86	53.51	47.24
								80.31	53.51	35.67
P6	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	94.16	80.51	80.03	60.38	40.25
								70.62	60.38	47.08
P7	3.6	4.3	0.83	0.052	0.66	94.21	62.11	80.08	46.58	31.06
								70.66	46.58	47.11
P8	2.7	4.3	0.62	0.079	0.32	79.97	25.58	67.98	19.18	23.99
						79.97	25.58	59.98	21.74	39.99
P9	2.7	4.3	0.62	0.079	0.32	79.97	25.58	59.98	19.18	39.99
								59.98	21.74	39.99
P10	3.6	4.3	0.83	0.052	0.66	94.21	62.11	70.66	46.58	47.11
P11	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	94.16	80.51	70.62	60.38	47.08
						94.16	80.51	80.03	60.38	47.08
P12	3.8	4.3	0.88	0.047	0.76	93.94	71.47	79.68	53.60	46.87
								70.31		
P13	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	94.16	80.51	70.62	60.38	47.08
P14	3.8	4.3	0.88	0.047	0.75	94.48	71.34	70.86	53.51	47.24
P15	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	94.16	80.51	70.62	60.38	47.08
								80.03		
P16	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	94.16	80.51	70.62	68.43	47.08
								80.03	60.38	47.08

Tableau VI.5(BIS) :Calcul des moments à l'ELU

P17	**3.8**	**3.3**	**1.15**	**0.026**	**1.31**	**53.55**	**70.45**	**40.16**	**59.88**	**35.22**
									52.84	
P18	4.0	3.3	1.21	0.023	1.43	52.54	75.48	39.40	56.61	37.74
P19	3.6	3.3	1.09	0.030	1.19	54.40	64.75	40.80	48.56	32.37
P20	2.7	3.3	0.82	0.053	0.064	54.11	34.67	40.58	26.00	27.06
P21	2.7	3.3	0.82	0.053	0.64	54.11	34.67	40.58	26.00	27.06
P22	3.6	3.3	1.09	0.030	1.19	54.40	64.75	40.80	55.04	32.37
								46.24	48.56	
P23	4.0	3.3	1.21	0.023	1.43	52.54	75.48	39.40	56.61	37.74
								44.66	64.16	
P24	3.8	3.3	1.15	0.026	1.31	53.55	70.45	40.16	59.88	35.22
								45.52	52.84	

a. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$ la dalle travaille dans les deux sens.

Tableau VI.6: Calcul des moments à l'ELS

PANNEAU	*Lx*	*Ly*	*Lx/Ly*	*μx*	*μy*	*Mx*	*My*	*Mtx*	*Mty*	*Ma*
P1	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	58.00	49.59	49.30	42.15	29.00
								43.50	37.19	
P2	4.0	4.3	0.93	0.42	0.85	58.00	49.59	49.30	37.19	29.00
								43.50		
P3	3.8	4.3	0.88	0.047	0.75	58.20	43.95	43.65	32.96	29.10
P4	4.0	4.3	0.93	0.42	0.85	58.00	49.59	49.30	37.19	24.79
								43.50	37.19	29.00
P5	3.8	4.3	0.88	0.047	0.75	58.20	43.95	43.65	32.96	29.10
								49.47	32.96	21.97
P6	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	58.00	49.59	49.30	37.19	24.79

Tableau VI.6(BIS) : Calcul des moments à l'ELS

PANNEAU	*Lx*	*Ly*	*Lx/Ly*	*μx*	*μy*	*Mx*	*My*	*Mtx*	*Mty*	*Ma*
P7	3.6	4.3	0.83	0.052	0.66	58.03	38.26	43.52	28.69	29.02
								43.52	28.69	49.33
P8	2.7	4.3	0.62	0.079	0.32	49.26	15.76	36.95	13.39	24.63
						49.26	15.76	41.87	11.82	14.78
P9	2.7	4.3	0.62	0.079	0.31	49.26	15.76	36.95	11.82	24.63
						49.26	15.76	36.95	13.39	24.63
P10	3.6	4.3	0.83	0.052	0.65	58.03	38.26	43.52	28.69	29.02
P11	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	58.00	49.59	49.30	37.19	29.00
								43.50	37.19	29.00
P12	3.8	4.3	0.88	0.047	0.76	57.74	44.02	49.08	33.02	28.87
								43.31		
P13	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	57.97	49.59	43.48	37.19	28.98
P14	3.8	4.3	0.88	0.047	0.75	58.20	43.95	43.65	32.96	29.10
P15	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	58.00	49.59	43.50	37.19	29.00
								49.30		
P16	4.0	4.3	0.93	0.042	0.85	58.00	49.59	43.50	42.15	29.00
								49.30	37.19	29.00
P17	3.8	3.3	1.15	0.026	1.31	32.99	43.40	24.74	36.89	21.70
P18	4.0	3.3	1.21	0.023	1.43	32.36	46.50	24.27	34.87	23.25
P19	3.6	3.3	1.09	0.030	1.19	33.51	39.88	25.13	29.91	19.94
P20	2.7	3.3	0.82	0.053	0.64	33.33	21.36	25.00	16.02	16.67
P21	2.7	3.3	0.82	0.053	0.64	33.14	21.23	24.85	15.92	16.57
P22	3.6	3.3	1.09	0.030	1.19	33.51	39.88	25.13	33.90	19.94
								28.48	29.91	
P23	4.0	3.3	1.21	0.023	1.43	32.36	46.50	24.27	34.87	23.25
								27.51	39.52	23.25
P24	3.8	3.3	1.15	0.026	1.31	32.99	43.40	24.74	36.89	21.70

➢ ***Calcul du ferraillage:***

$$Tx = \frac{qu \cdot lx \cdot ly}{2ly + lx}$$

$$Ty = \frac{qu \cdot lx \cdot ly}{3ly}$$

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Avec :

fc28=25MPa . ft28=2,1MPa . σbc=14,17MPa .

fe=400MPa . σs=348MPa . b=100cm . d=0,9h ; h=25cm.

➢ ***Vérification des contraintes l'ELU :***

Tableau VI.7: Ferraillage des panneaux du radier à l'ELU

	SENS	Mu	Acalculé	Achoisi	St
Travée	X	80.31	11.2	8HA14=12.32	15
	Y	68.43	9.4	7HA14=10.78	15
Appuis	X	47.24	6.4	5HA14=7.70	15
	Y				

➢ ***Vérification des contraintes l'ELS :***

Tableau VI.8: Vérification des contraintes à l'ELS

	SENS	A choisie	Mser	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb] (MPa)	[σs] (MPa)
Travée	X	7.70	49.47	2.34	169.69	15	201.63
	Y	7.70	42.15	3.65	189.37	15	201.63
appuis	X	7.70	49.33	1.38	100.00	15	201.63
	Y						

h. Espacement :

Sens x-x : St = 100/5 = 20cm <Min(3h ;33)=33 cm ….. (cv)

Sens y-y : St = 100/5 = 20cm <Min(3h ;33)=33 cm ….. (cv)

➢ ***Vérification de la contrainte de cisaillement:***

⇨ T_x=188.33 KN

⇨ T_y=175.61 KN

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d} = 0.856 < 1.167 \text{ Mpa}$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

V.3.8. ferraillage des nervures :

a. Calcul des efforts *:*

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifié 99"

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

En travée : Mt=0,85M0

En appuis : Ma=0,50M0

b. Calcul des armatures :

b =45 cm **;** h=65 cm **;** d=62 cm **;** L=4.30m **;** q_{ult}=131.71kN/ml**;** qser= 78.73 kN/m²

Tableau VI.9: Ferraillage des nervures a l'ELU

	Mu	μ	A calculé	A choisi	st
travée	258.74	0.106	12.7	8HA16=16.08cm²	20
appuis	152.20	0.062	7.30	4HA16=8.04cm²	15

c. Vérification des contraintes l'ELS:

Tableau VI.10: Vérification des contraintes des nervures

	A choisie	M ser	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
Travée	16.08	154.67	6.01	178.77	15	201.63
Appuis	8.04	90.98	4.16	160.99	15	201.63

d. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = Min(0{,}1 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$$

Avec

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad \Rightarrow \quad \text{Tu= 283.17 KN.m}$$

⇨ 0.101< 2.5 MPa

e. Vérification de la contre flèche :

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

⇨ 70/350= 0.104>0.0625 ….. (cv)

⇨ 0.104> 0.085 …… … (cv)

⇨ 0.0056 < 0.0105 ……...…(cv)

Avec :

- L : la portée entre nus d'appuis.
- h : la hauteur totale de la section.
- M0 : le moment isostatique.

- Mt : le moment maximal en travée.
- As : la section de l'armature tendue correspondante
- fe : la limite d'élasticité de l'acier.

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la contre flèche.

f. Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 f_e}$$

$$S_t \leq Min(0{,}9d; 40cm) = 40cm \qquad \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) = 0{,}4MPa$$

$$A_t \geq 0{,}003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 19{,}2cm \ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ nodale$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ courante$$

Avec : $\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$

ϕ_t=1.8 cm

fe =400MPa ; τu=0,101Mpa ; ft28=2,1Mpa ; b=45cm ; d=62cm

On trouve :

St=15cm……Zone nodale.

St=20cm……Zone courante.

At≥ 3.0 cm2

on prend : **4HA12=4.52cm2**

Nous avons fait des vérifications pour choisie le type de fondation, d'après celle c'est on opte pour les fondations de notre structure d'un radier générale, pour une bonne résistance sous semelle.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d’étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation master, d’approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D’après l’étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l’ingénieur civil et l’architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Documents réglementaires :

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93

[2] : Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[5] : Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

[6] : COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS « G. SANGLERAT »

Logiciels :

- SAP 2000 v 19.1
- Expert 2010