RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ DR. YAHIAFARÉS DE MÉDÉA
FACULTÉ DE TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLÔMEDE MASTER EN GÉNIE CIVIL
Option: ***Structures***

Thème

Etude d'un Batiment à usage d'habitation R+5

Présenté par :
-ZAOUI ROMAISSA

Dirigé par
M :ZEMERLINE

Promotion 2017

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ DR. YAHIAFARÉS DE MÉDÉA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE*GÉNIE DE LA MATIÈRE*

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLÔMEDE MASTER EN GÉNIE CIVIL
***Option:*Structures**



Thème

Etude d'un Batiment à usage d'habitation R+5

Dirigé par:
-M :ZEMERLINE

Présenté par :
-ZAOUI ROMAISSA

Promotion 2016/2017



السلام عليكم ورحمة الله وبركاته



Dédicace

C'est avec un très grand honneur que
je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde
après mon DIEU pour leurs sacrifices
A Mes chers parents que dieu les gardes
et préserve.

a mes frères :Boubakeur ,billal,Amar,Didou
et mes sœurs :Oum elkair,Noussaiba ,Sara et samira
et le petie de la maison Manar , Toufik et walla eldin
A mes grandes meres,et mes grandes pères ,
tous mes ancles et mes tantes
a toute ma famille (Zaoui ,ben Saadi)
et mes amis Sihem, Fati, Nadia,,Najet,
Amina ,Romaissa,Aicha,Meriem
A tous mes amies

♡ *Romaissa* ♡

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بنايةمن الخرسانة المسلحةمكونة من (طابق أرضي+ خمسةطوابق) متعدد الاستعمال و المقرر بناؤها بالجزائر والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية('III) .

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

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.
- قواعد الخرسانة المسلحة .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج « SAP2000 .19.1 ».

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé:

Ce projet consiste àl'étude d'une structure en béton armée à usage multiple (RDC+5étages) qui sera implanté à (ALGER),cette région est classée dans la zone de forte sismicité (III).

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

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont étéétablis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur laméthode des éléments finis moyennant le logiciel «« SAP2000 .19.1».

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

Abstract:

The purpose of this project project is a study of a reinforced concrete structure (ground+5stories), with habitation use and that will be implanted (ALGER),and this region is classified in the zone of high seismicity (III).

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

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

The seismic study has been realized according to the numerical method (finiteelements method) using the program SAP2000 .19.1».

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

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

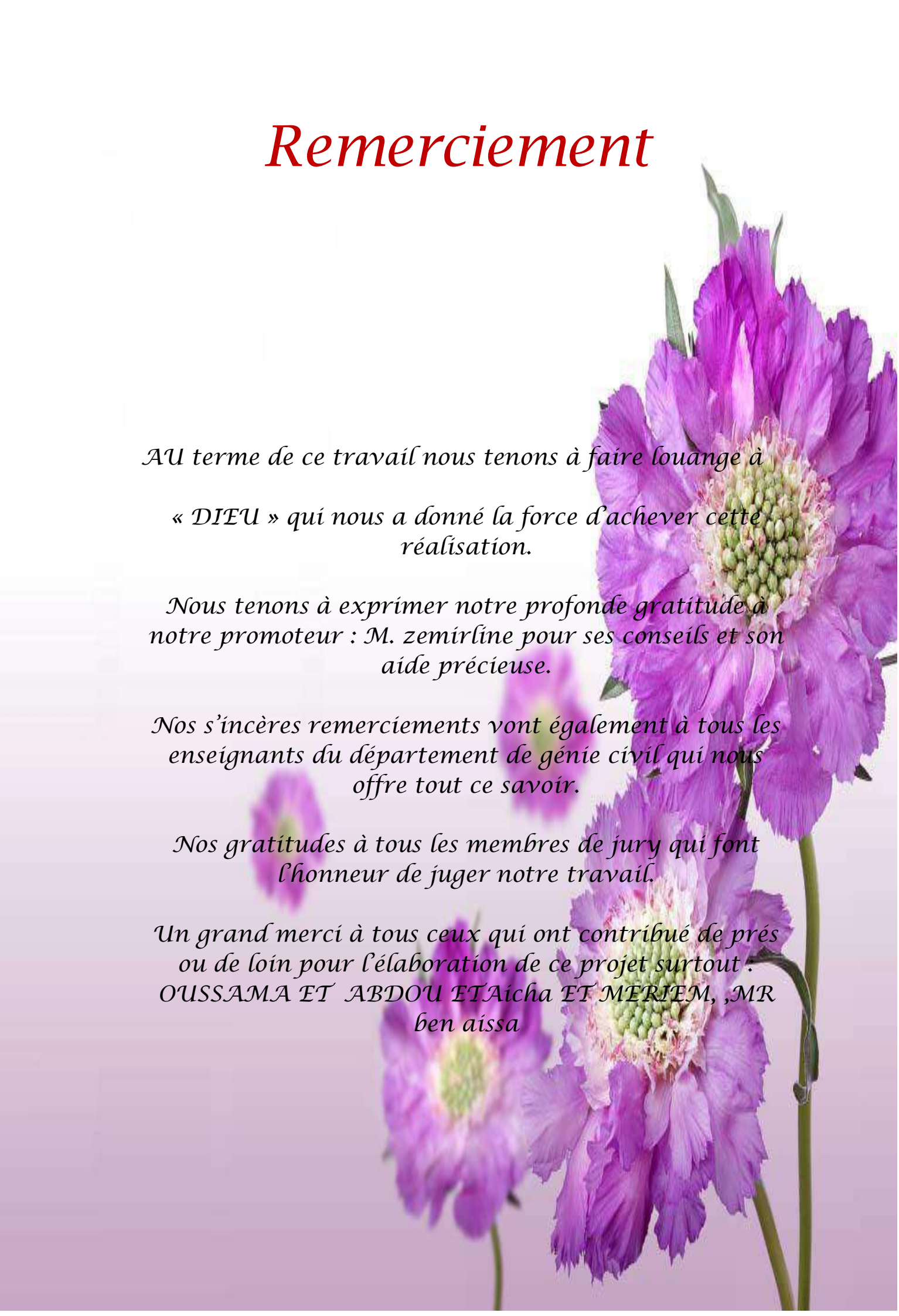
Manuels techniques :

- [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

Logiciels :

- SAP2000.19.1
- .

Remerciement



AU terme de ce travail nous tenons à faire louange à

« DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur : M. zemirline pour ses conseils et son aide précieuse.

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

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin pour l'élaboration de ce projet surtout : OUSSAMA ET ABDOU ETAicha ET MERIEM, ,MR ben aissa

Table des matières

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :..... 1

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:..... 1

I.2.1. Dimensions en élévation :..... 1

I.2.2. Dimension en plan : 1

I.2.3. Données architecturales :..... 2

I.2.4. Système de contreventement:..... 2

I.2.5. Structure :..... 2

I.3. Caractéristiques des matériaux :..... 3

I.3.1. Béton:..... 3

I.3.1.a.Caractéristiques mécaniques du béton :..... 3

***1.** Résistance à la compression « fc_j »:..... 3*

***2.** Résistance caractéristique à la traction « ft_j » :..... 4*

***3.** Le Module de déformation transversale « G »:..... 4*

***4.** Module de déformation longitudinale « E » :..... 4*

***5.** Contraintes limites :..... 6*

I.3.2. L'acier : 7

2.1. Types d'acier : 7

2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : 7

2.3. Contraintes limites : 8

***Chapitre II:** Pré dimensionnement et évaluation des charges*

II.1. Introduction :..... 9

II.2. Pré dimensionnement des planchers : 9

II.2.1. Plancher à corps creux : 9

II.2.2. Les dalles pleines: 10

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations : 10

II.3.1. Maçonnerie : 10

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) : 10

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) : 11

II.3.2. Plancher terrasse : 12

II.3.3. Plancher étage courant : 13

II.3.4.Dalle pleine : 13

II .3.4.a. Balcons de la terrasse : 14

II.3.4.b. Balcons de l'étage : 15

II.4. Pré dimensionnement des poutres: 16

II.4.1. Les poutres principales: 16

II.4.2. Les poutres secondaires: 17

II.4.3. Conclusion : 17

II.5. pré dimensionnement des poteaux : 18

II.5.1. Choi x du poteau le plus sollicité : 19

II.5.2. Dimensions des poteaux : 20

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f : 20

II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:..... 21

II.5.5. la surface reprise par le poteau : .....22.

II.5.6. Descente des charges: .....22.

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 23

II.5.8. Vérification des sollicitations normales : 24

II.5.9. Vérification aux zones nodales : 24

II.6. pré dimensionnement des voiles: 25

Chapitre III:*Calcul des éléments secondaires*

III.1. L'acrotère :..... 26

III.1.1.Introduction :..... 26

III.1.2. Principe de calcul: 26

III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation: 26

III.1.4. Détermination des efforts: 27

III.1.5. Calcul de ferraillage: 27

III.1.5.a .Etat Limite Ultime: 28

III.1.3.b. Vérification à l'état limite de service: 30

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant: 31

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:..... 32

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:..... 32

III.2. Planchersà corps creux :..... 33

III.2.1.La dalle de compression:..... 33

III.2.2. Calcul des poutrelles:..... 34

a. Calcul avant coulage:..... 34

b. Après coulage :..... 37

III.2.3. Calcul des charges et surcharges :..... 37

III.2.4.Sollicitations de calcul :..... 39

III.2.5.Récapitulations :..... 39

III.2.6.Ferraillage des poutrelles :..... 40

40

a. Calcul des armatures longitudinales:.....41

b. Calcul des armatures transversales:.....42..

III.2.7.Vérifications:.....42

a) vérification de l'effort tranchant :.....42

b)vérification au voisinage de l'appui:.....42

c)vérification de la compression dans la bielle de béton :.....42

d)vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:.....45

e)vérification de la flèche:.....45...

III.3. Calcul des dalles:..... 47

III.3.1. Introduction:..... 47

III.3.2. Méthode de calcul: 47

III.3.2.a.Principe de calcul : 48

III.3.3. Calcul des actions :..... 52

III.3.4. Calcul de la première dalle: 53

III.3.5. Calcul de la deuxième dalle:..... 56

III.3.6. Calcul de la troisième dalle: 57
.....

III.3.7. Calcul de ferraillage de la dalle pleine:..... 57

III.3.8. Vérifications:..... 59

a. Vérification de l'espacement entre les aciers:..... 59

b. Vérification de l'effort tranchant:..... 59

c. Vérification des contraintes à l'état limite de service:..... 59

d. Vérification de la flèche :..... 59

III.4.Calcul des escaliers:..... 60

III.4.1. Introduction: 60

III.4.2.Terminologie:..... 60

III.4.3. Dimensionnement: 61

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges : 63

A. Charges permanentes: 63

B. Surcharge d'exploitation: 63

III.4.5. Détermination des sollicitations: 64

III.4.6. Détermination des efforts: 65

a. Etat Limite Ultime : 65

b. Etat Limite de service: 66

c. Récapitulation : 67

III.4.7. Calcul du ferraillage: 68

a. Armature de répartition: 68

b. Condition d'espacement: 68

c. Vérification de l'effort tranchant: 69

d. Vérification à l'Etat Limite de Service: 69

e. Vérification de la flèche: 69

III.5. Calcul de la poutre palière: 69

III.5.1. Pré dimensionnement: 69

III.5.2. Charges revenants à la poutre: 70

III.5.3. Calcul des efforts: 70

III.5.4. Ferraillage de la poutre palière: .....72..

III.5.5. Vérifications: 73

a. Vérification à ELS : 73

b. RPA 99 Version 2003: 73

c. Vérification de l'effort tranchant: 74

d. Armatures transversales: 87

e. Vérification de la flèche: 88

***Chapitre IV:** Etude dynamique*

IV.1.Introduction : 89

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure : 89

IV.2.1.Centre de masse : 89

IV.2.2.Centre de torsion : 90

IV.2.2.1. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants : 91

A. les poteaux: 91

B. Les refends: 92

B.1. Les refends pleins: 92

B.2. Les refends avec ouvertures: 93

IV.2.3.Excentricité : 96

IV.2.3.A. Excentricité statique : 96

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : 97

IV.3.Choix de la méthode de calcul : 97

IV.3.1.Introduction : 97

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente : 98

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale : 98

IV.3.3.1. Principe : 98

IV.3.3.2.Modélisation : 99

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : 99

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : 100

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes: 100

IV.4.2.vérification de participation massique : .....101.

IV.4.3.Vérification de la période : 102

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 102

IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement : 102

IV.4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : 103

IV.4.5.2.Moment de renversement : 103

IV.4.5.3.Moment stabilisant : 103

IV.4.6.Vérification des déplacements : 103

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 103

IV.5.Conclusion général : 103

Chapitre V:*Ferraillage des éléments structuraux*

V.1. INTRODUCTION : .....104 ***Erreur ! Signet non défini.***

V.1.1. Combinaisons données par le CBA93 : ..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003 : .. ***Erreur ! Signet non défini.***

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.2.1. Introduction :..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.2.2. Recommandations du RPA99 version2003..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.2.2.1. Armatures longitudinales :..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.2.2.2. Armatures transversales :..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres :..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.2.3.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.2.3.2. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.2.3.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :. ***Erreur ! Signet non défini.***

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres : ..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.2.5. Vérification de la flèche :..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.3.1. Armatures longitudinales :..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements :..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme :..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.3.1.4. Vérifications des contraintes à l'E.L.S :..... ***Erreur ! Signet non défini.***

V.3.1.5. Vérification de l'effort tranchant des poteaux : . ***Erreur ! Signet non défini.***

V.3.2. Armatures transversales : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.1. Les voiles pleins : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.2.1. Les trumeaux : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.2.2. Les linteaux : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.3. Recommandation selon les règlements : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.3.1. Armatures verticales : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.3.2. Armatures horizontales : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.3.3. Armatures transversales : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.4. Ferraillage des voiles pleins : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.4.1. Armatures verticales : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.4.2. Armatures horizontales : *139* ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.4.3. Armatures transversales : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.5. Ferraillage des voiles avec files d'ouvertures : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.5.1. Les trumeaux : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.5.1.1. Armatures verticales : *140* ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.5.1.2. Armatures horizontales : ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.5.2. Les linteaux ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.5.2.1. Premier cas ***Erreur ! Signet non défini.***

V.4.5.2.2. Deuxième cas ***Erreur ! Signet non défini.***

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTUTRE

VI.1. INTRODUCTION : ***Erreur ! Signet non défini.***

VI.2. TYPES DE FONDATIONS : ***Erreur ! Signet non défini.***

VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL : ***Erreur ! Signet non défini.***

VI.3.1. Capacité portante du sol : ***Erreur ! Signet non défini.***

VI.3.2. Ancrage des fondations : ***Erreur ! Signet non défini.***

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION : *142*

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau :.....143**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.2. Semelle filante sous voiles et poteaux :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.2.1. Dimensionnement :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.2.2. Ferraillage :.....152**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.3. Poutre de libage :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.3.1. Dimensionnement :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.3.2. Ferraillage :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.5. LES LONGRINES :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.1. Dimensionnement :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.2. Ferraillage :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.2.1. Armatures longitudinales :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.2.2. Armatures transversales :..... **Erreur ! Signet non défini.**

Conclusion générale..... 165

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

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

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

Liste des figures

Figure.II.1. Diagramme prabole rectangle contrainte –déformation du béton 6

Figure.II.2. diagramme rectangulaire contrainte –déformation du béton 6

Figure.II.3.diagramme calcul « deformation –contrainte »pour les acier.....7

Figure.II.1. Schéma du plancher.....10

Figure.II.2. Dimensions du corps creux.....11

Figure.II.3. Mur double cloison.....11

Figure.II.4. Mur simple cloison.....12

Figure.II.5. Constituant d'un plancher terrasse.....12

Figure.II.6.Constituant d'un plancher étagecourant.....13

Figure.II.7. Composants d'un balcon de la terrasse.....14

Figure.II.8. Composants d'un balcon de l'étage.....15

Figure.II.9. Dimensionnement de la poutre.....16

Figure.II.11. Section réduite du poteau.....19.

Figure.II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)..... 25

Figure.III.1. L'acrotère.....26

Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère.....32

Figure.III.3. Disposition des armatures de la table de compression.....34

Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle.....35

Figure.III.5. Choix de disposition desétaiements.....36

Figure.III.6. Travée avec un seul étai au milieu.....36

Figure.III.7. Travée avec deux étais espacés de 1,4 m.....37

Figure.III.10. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.....39.

Figure.III.11. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....42.

Figure.III.12. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.....43

Figure.III.13. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....43

Figure.III.14. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.....44

Figure.III.21. Section de béton des poutrelles.....45

Figure.III.22. Ferraillage des poutrelles.....51

Figure.III.23. Les deux types des dalles.....51

Figure.III.24. Les deux types de ruptures de 1ère dalle.....53.

Figure.III.25. Type de rupture de 2ère dalle.....55

Figure.III.26. Type de rupture de 3ère dalle.....57.

Figure.III.27. Représentation d'un escalier.....61.

Figure.III.28. Vue en trévère et en plan de l'escalier.....62

Figure.III.29. Dimensions de l'escalier.....62

Figure.III.30. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.....66

Figure.III.31. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.....67

Figure.III.32. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U.....73.

Figure.III.33. Ferraillage de la poutre palière.....76.

Figure.IV.1. Disposition des voiles.....78

Figure.IV.2. Type des poteaux.....80.

Figure.IV.3. Voile plein.....81.

Figure.IV.4. Voile avec une seule ouverture.....81

Figure.IV.5. Voile avec une file d'ouverture (Chargement triangulaire).....82

Figure.IV.6. Spectres de réponse.....89

Figure.IV.7. Le comportement des trois premiers modes.....90

Figure.IV.8. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....96

Figure.IV.9. Distribution des forces sismiques.....96

Figure.IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.....97

Figure.IV.11. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.....98

Figure V.01. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse.....113

Figure V.02. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.03. Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant**Erreur ! Signet non défini.**..1

Figure V.**04**. Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.05. Ferraillage des poutres secondaires 01 de rive de terrasse**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.06. Ferraillage des poutres secondaires 01 intermédiaires de terrasse**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.07. Ferraillage des poutres secondaires 01 de rive de l'étage courant**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.08. Ferraillage des poutres secondaires 01 intermédiaires de l'étage**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.13. Ferraillage poteaux (30 × 30) 126

Figure V.14. Ferraillage poteaux (35 × 35) ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.15. Ferraillage poteaux (40 × 40) ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.16. Disposition des armatures dans les poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.17. Disposition des armatures verticales des voiles ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.18. Disposition des épingles ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.19. La zone de recouvrement des voiles..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.20. Ferraillage du voile V1 et V2..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.21. Ferraillage du voile V1 et V3..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.22. Ferraillage du voile V4 et V5..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.01. Semelle isolée sous poteau..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.02. Les bulles de pression..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.03. La proposition des semelles isolées..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.04. Semelle filante sous poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.05. Semelle filante sous voiles..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.06. Plan de fondation.....146.4

Figure VI.07. semelles filantes sous poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.08. La charge répartie sur la poutre de libage ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.09. Disposition des armatures longitudinales ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.10. Armatures de peauteau ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.11. Ferraillage des longrines……165

Liste des tableaux

Bibliographie

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

Logiciels :

- SAP2000 version 19

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

A travers ce mémoire, on fixe l'objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieurs. Le travail est subdivisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage. Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement et évaluation des charges de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude dynamique (sismique) .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre on a réalisé l'étude des fondations. On fin le mémoire est terminé par une conclusion générale.



Description de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en (R+5) aux usages suivants :

- Le Réez – de – chaussée à usage commercial.
- Les autres niveaux à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté dans la willaya de Alger, région classée par le règlement parasismique Algérien « ***RPA 99 VERSION 2003*** » comme une zone de forte sismicité « **zone III »**

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I.2.1. Dimensions en élévation :

- La hauteur de rez - de -chausser……..3,06m.
- La hauteur de l'étage courant ……. 3,06m.
- La hauteur totale du bâtiment est de .....18,36m.

I.2.2. Dimension en plan :

Notre bâtiment présente un dé symétrie dans ses directions, il est caractérisé par une forme d'angle de longueur **L**et une largeur ***ℓ.***

Avec :

- **L** = 16,40 m.
- ***ℓ***= 16 ,40 m.

I.2.3. Données architecturales :

I.2.4.Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de préconiser un système de contreventement assuré par des voiles.

I.2.5. Structure :

Notre bâtiment comporte les éléments suivants :

- ***Planchers :***

Ce sont les éléments horizontaux porteurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à chaque étage. Dans notre ouvrage on a deux (02) types de planchers :

a. Plancher à corps creux (16+5) pour le (***R.D.C***) et les étages courants;

b. Planches à dalle pleine pour les balcons et les dalles des escaliers.

- ***Acrotère :***

Au niveau de la terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en voile de 10 cm d'épaisseur et de 70 cm de hauteur.

- ***Maçonnerie :***

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

- ***Les murs Extérieurs :***ils sont constitués de deux rangées de brique creuse séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur (e_p total = 25 cm).
- ***Les murs Intérieurs :***constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

- ***Escaliers :***

Pour notre bâtiment on a un seul type d'escalier composé de (02) volées, Les marches seront revêtis de carrelage.

- ***Revêtements :***

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour les appartements, les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façadesextérieures.

I.3.Caractéristiques des matériaux :

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

I.3.1. Béton:

Nous utiliserons un béton donnant une résistance à la compression à 28 jours égale à f_{c28}=25 MPa. Et une résistance à la traction f_{t28}=2,1 MPa

La composition d'un mètre cube (**1m^3**) de béton est :

- Ciment (classe 425) **350Kg.**
- Sable (0/5) **400Kg.**
- Gravier (15/25) **800Kg.**
- Eau de gâchage **175ℓ.**

I.3.1.a. Caractéristiques mécaniques du béton :

1. Résistance à la compression « fc_j » :

Dans les cas courants, le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de 200 cm² de révolution et de diamètre égale à (16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32cm).

Pour les bétons d'un âge j ≤ 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$$ Si f_{cj}<40 MPa (Selon BAEL91).

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$$ Si f_{cj}>40 MPA (Selon BAEL91).

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Tableau. I.1. La résistance f_{cj} du béton à 7 jours, 14 et 90 jours.

fc_{28} (MPA)	16,00	20,00	22,00	25,00	30,00	35,00	40,00
7j (MPA)	10,60	13,20	14,60	16,50	19,90	23,20	26,50
14j (MPA)	13,70	17,60	18,80	21,40	25,60	29,60	34,20
90j (MPA)	17,60	22,00	24,20	27,50	33,00	38,50	44,00

Le cas de notre construction fc_{28} égale à 25 MPA.

Avec :

- f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.
- f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours.

2. Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » :

La résistance caractéristique à la traction du béton à''j'' jours désignée par f_{tj}est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

f_{tj}= 0,6+0,06 f_{cj} (f_{t28}**=2,1MPA**) D'où f_{tj} et f_{cj} en MPA.

3. Le Module de déformation transversale « G » :

La valeur du module de déformation transversal ***G***est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$$

E : Module de déformation longitudinale.

$$\upsilon : coefficient\ de\ poisson \begin{cases} 0{,}2\ à\ l'ELS. \\ 1{,}15 à\ l'ELU. \end{cases}$$

4. Module de déformation longitudinale « E » :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation $\mathbf{E_{ij}}$ du béton âge de **"j"** jours est pris égale à :

$E_{ij} = 11000.\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{I28}=32164,195 MPa.

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700.\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{V28}= 10721,40 MPa.

E_{ij}, f_{cj} en MPa.

5. *Contraintes limites :*

5.1.Contrainte de cisaillement :

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

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

  τ_u = min (0,1.f_{c28}, 3 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 2,5 MPa.

- Fissuration peu nuisible :

τ_u = min (0,13.f_{c28}, 4 MPa). Pour : f_{c28} = 25 MPa : τ_u = 3,25 MPa.

5.2.Contrainte déformation:

- ***Contraintes limites à l'ELU « σ_{bc} » :***

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85.fc_{28}}{\theta.\gamma_b}$$ Avec : f_{c28} = 25 MPA.

- 0,85 **:** coefficient de minoration tient compte de l'altération du béton avec l'acier.

$$\gamma_b : coefficien\ t\ de\ sécurité \begin{cases} 1,5\ situation\ durable. \\ 1,15\ situation\ accidentel\ le. \end{cases}$$

- θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;
- θ=0,9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures.
- θ=0,85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

- ***Contraint limite à l'ELS :***

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

σ_{bc} =0,6.fc_{28}(σ_{bc} =15MPa)

5.3. Diagramme contrainte- déformation($\sigma = f_{(\xi)}$):

- ***Diagramme Parabole – Rectangle :***

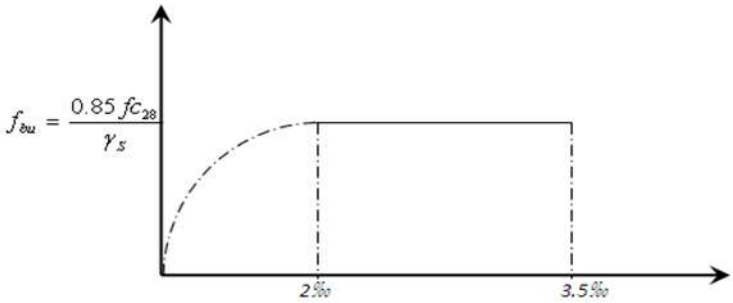


Figure. I.1. Diagramme parabole rectangle contrainte- déformation du béton.

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- fc_j: Résistance caractéristique du béton en compression a -j - jour.
- f_{bu} :Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \xi_{bc} \leq 3{,}5‰$
- γ_b : Coefficient de sécurité.
- ξ_{bc} : Déformation du béton en compression.

❖ ***Diagramme Rectangulaire :***

- ***Cas d'emploi :***

Si la section considérée est partiellement comprimée ; par exemple en flexion simple, en particulier, On utilise le diagramme rectangulaire défini par la **figure .I.8.**

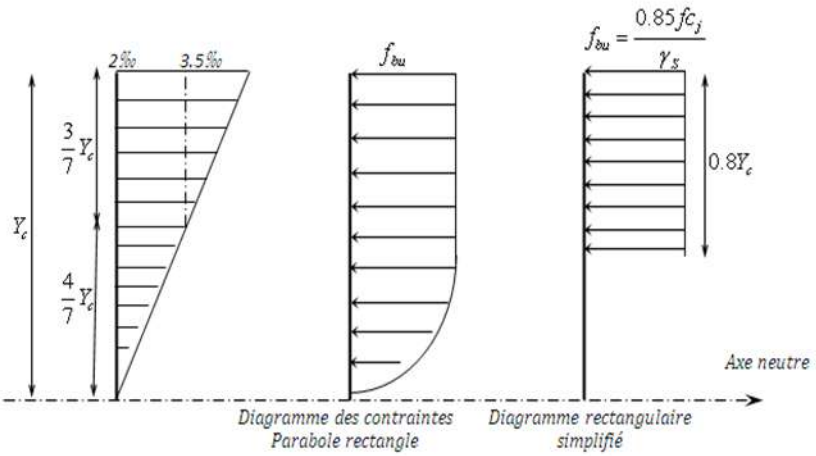


Figure.I.2. Diagramme rectangulaire contrainte-déformation du béton.

I.3.2. L'acier :

2.1.Types d'acier :

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

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. I.2. Caractéristiques mécanique des aciers.

Type d'acier	Nuances	Fe (MPA)	Diamètre (mm)	Utilisation
Rond lisse	FeE235	235	$\phi 6$ et $\phi 8$	Armatures transversales
Acier HA	FeE400	400	T≥8	Armatures transversales et longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	$0 \leq \phi \leq 6$	Table de compression

2.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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

2.3.Contraintes limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**
  - ***Diagramme contraintes- déformations :***

Le diagramme contraint (σ_s) – déformations (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous:

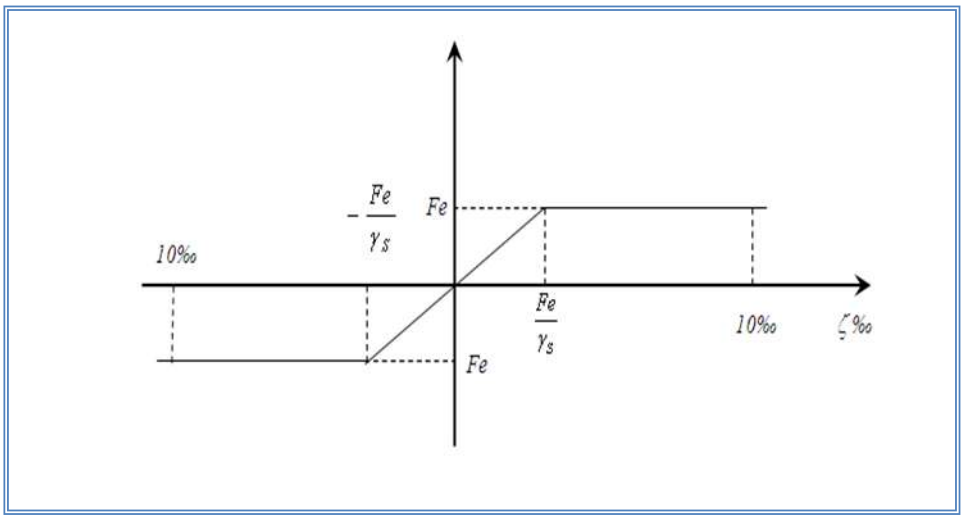


Figure. I.3. Diagramme calcul « déformation-contrainte » pour les aciers**.**

Avec :

- $\overline{\sigma_s} = F_e/\gamma_s$
- Fe : contrainte limite de l'acier ;
- σ_S : contrainte de l'acier ;
- γ_s : *coefficien t de sécurité* $\begin{cases} 1{,}15 \text{ situation durable.} \\ 1{,}00 \text{ situation accidentel le.} \end{cases}$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

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

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1{,}00 \text{ pour les ronds lisses et les treillis soudés.} \\ 1{,}60 \text{ pour les armatures à haute adhérance.} \end{cases}$$

Chapitre II

Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1.Introduction :

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

Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2.Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui font partie de la structure du bâtiment ils ont pour rôle :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

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

Avec :

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

L =4,20 m

$$\frac{420}{20} \geq h_t \geq \frac{420}{25} \rightarrow 21{,}00\ cm \geq h_t \geq 16{,}80\ cm$$

On choisit h_t=20 cm (16+4).

❖ ***Condition d'isolation acoustique :***

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

$h_{min} \geq 16$ cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

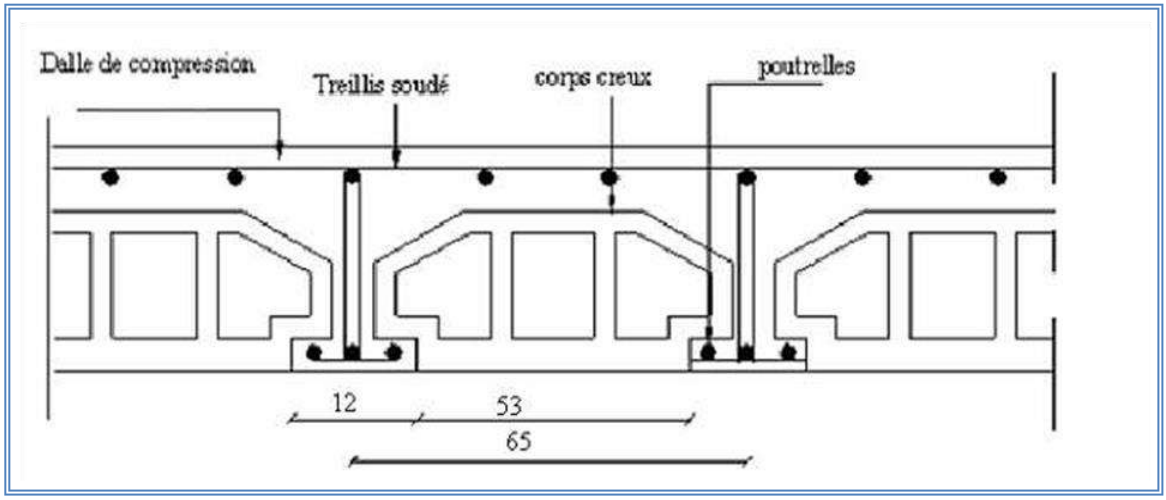


Figure.II.1. Schéma du plancher.

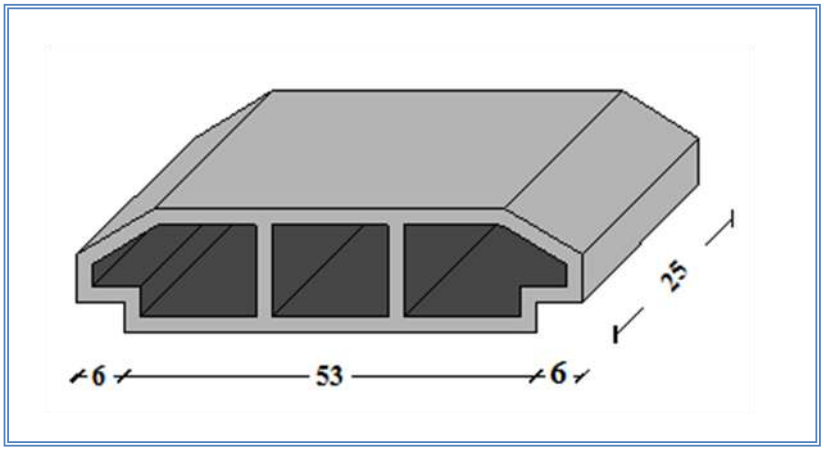


Figure.II.2. Dimensions du corps creux.

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

II.3.1. Maçonnerie :

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

Tableau.II.1.charge permanente du mur intérieur.

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	90	0,90
-3-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	1,62

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

Tableau.II.2.charge permanente du mur extérieur.

N°	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
-1-	Enduit n plâtre	0,01	10	0, 10
-2-	Enduit en ciment	0,01	18	0,18
-3-	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
-4-	Lame d'aire	0,05	-	-
-5-	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
-6-	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			Total	2,44



Figure.II.3. Mur double cloison.

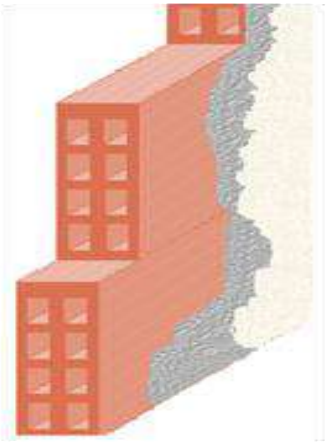


Figure.II.4.Mur simple cloison.

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau. II.3. Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Protection en Gravillon	0,05	0,85
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Forme de pente	0,10	2,00
4	Plaque de liège	0,04	0,16
5	Pare vapeur	0,04	0,05
6	Plancher corps creux	0,16+0,05	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	0,20
		Total	6,18

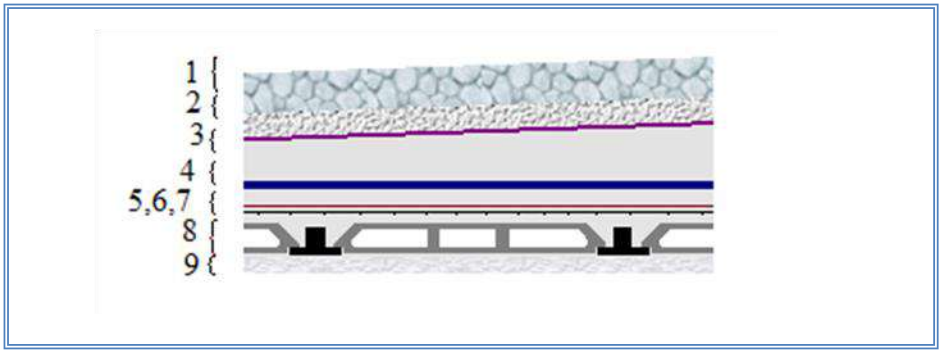


Figure.II.5.Constituant d'un plancher terrasse.

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible : **Q= 1 KN/m²**

II.3.3. Plancher étage courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau. II.4.Charge permanente du plancher étage courant.

N°	Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m²)
-1-	Carrelage	0,02	0,44
-2-	Mortier de pose	0,02	0,40
-3-	Lit de sable	0,02	0,36
-4-	Cloisons de distribution	0.10	0,80
-5-	Dalle de(compression +corps creux)	0,16+0,04	2,80
-6-	Enduit en plâtre	0,02	0,20
		Total	G = 5,10

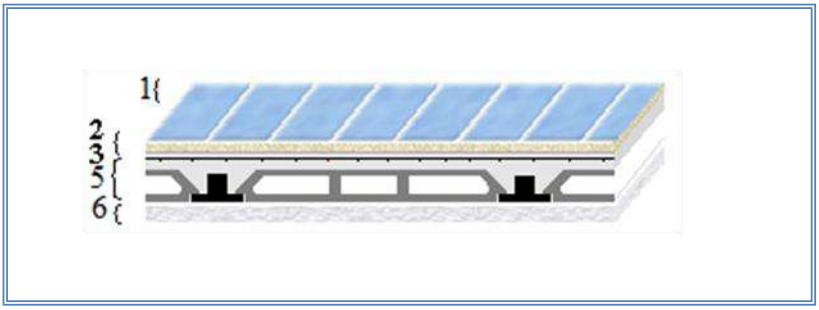


Figure. II.6.Constituant d'un plancher étage courant.

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Ouvrage d'habitation :**Q=1,5KN/m².**

II.3.4.Dalle pleine :

II .3.4.a. Balcons de la terrasse :

- **Charges permanentes :**

Tableau. II.5. Charge permanente due aux balcons de la terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0,04	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film poly âne	-	0,05
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Dalle pleine	0,12	3,00
9	Enduit de ciment	0,02	0.36
		Total	G = 6,72

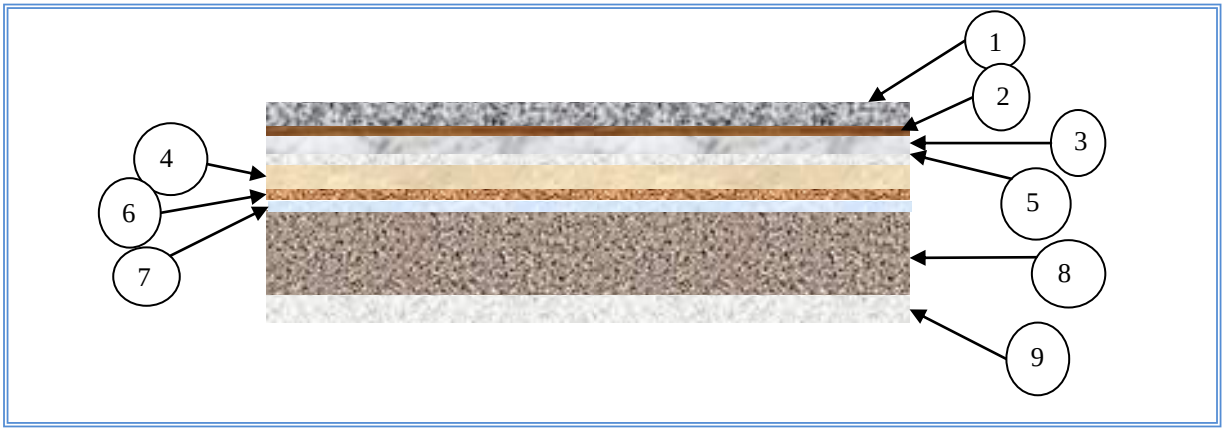


Figure. II.7. Composants d'un balcon de la terrasse.

II.3.4.b. Balcons de l'étage :

- **Charges permanentes :**

Tableau. II.6. Charge permanente due aux balcons d'étage.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Dalle pleine	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	0,36
		Total	G = 5,49

- **charges d'exploitation :**

Pour les balcons : Q = 3,5 KN/m².



Figure. II.8. Composants d'un balcon de l'étage.

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

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

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

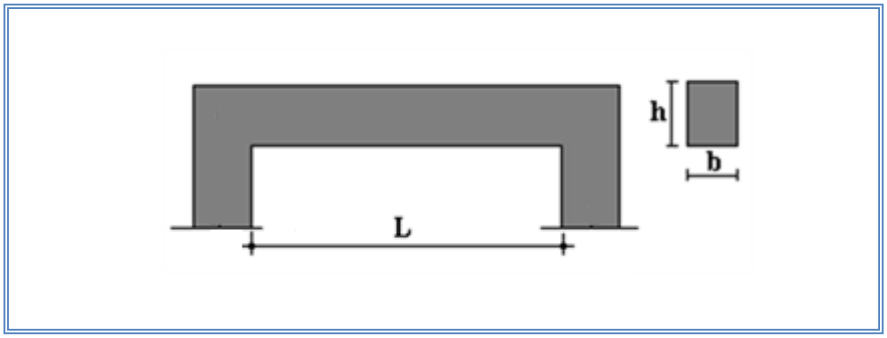


Figure. II.9. Dimensionnement de la poutre.

Ou :

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

* D après le « BAEL 91modifie 99 »

$$\frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \quad et \quad 0{,}3h \le b \le 0{,}7h$$

Et doivent respecter les conditions imposées par (*Art.7.5.1: RPA 99 VERSION 2003*).

- $h \ge 30cm$
- $b \ge 20cm$
- $\frac{h}{b} \le 4$
- $b_{max} \le 1{,}5h + b_1$

II.4.1. Les poutres principales:

❖ **Conditions de la résistance :**

L_{max} = 4,20 m⟶ 28,00 cm ≤ h ≤ 42,00 cm.

10,50cm ≤ b ≤ 24,50 cm.

Pour la portée de L = 4,20 m : on adopte : h = 35cm, b = 30 cm.

❖ **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

- h = 35 cm ≥ 30cm. (c.v)
- b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
- $\frac{h}{b} = 1{,}16 \le 4$ (c.v)
- $b_{max} = 30\,cm \le 1{,}5 \times 35 + 30 = 82{,}5\,cm$ (c.v)

❖ **Condition de la rigidité :**

$$\frac{h}{L} = 0{,}083 \ge \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \text{(c.v)}$$

Donc on prend : (b × h) = (30 ×35) cm².

II.4.2. Les poutres secondaires:

❖ **Conditions de la résistance :**

L_{max} = 4,20m⟶ 28,00 cm ≤ h ≤ 42,00 cm

9,00cm ≤ b ≤ 21,00 cm

Pour la portée de L = 4,20m : on adopte : h = 30cm, b = 30cm.

❖ **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

- h = 30 cm ≥ 30cm. (c.v)
- b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
- $\frac{h}{b} = 1{,}00 \leq 4$ (c.v)
- $b_{max} = 30\,cm \leq 1{,}5 \times 30 + 30 = 75{,}00\,cm$ (c.v)

❖ **Condition de la rigidité :**

$$\frac{h}{L} = 0{,}071 \geq \frac{1}{16} = 0{,}06\,25 \qquad \text{(c.v)}$$

Donc on prend : (b x h) = (30 x 30) cm².

II.4.3. Conclusion :

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections des poutres porteuses et non porteuses: (30×35) et (30×30) cm^2 respectivement.

II.5. pré dimensionnement des poteaux :

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient:(Nu=1,1Nu).

❖ **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 *(Art.7.4.1: RPA 99 VERSION 2003)*

II.5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- $Min(b_1,h_1) \geq 30\ cm$: *zone III*
- $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau. II.7. Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		5ème	4ème	3ème	2ème	1ème	RDC
Dimension du poteau	h (cm)	30	30	35	35	40	40
	b (cm)	30	30	35	35	40	40

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

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

- ❖ $0,7\times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ❖ L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 =3,06m pour RDC etL_0 =3,06m pour les autres étages, sont 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:

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

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

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

Avec :

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

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle

un centimètre sur toute sa périphérie; Br = (b-2cm)×(h-2cm).

α : coefficient

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

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

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

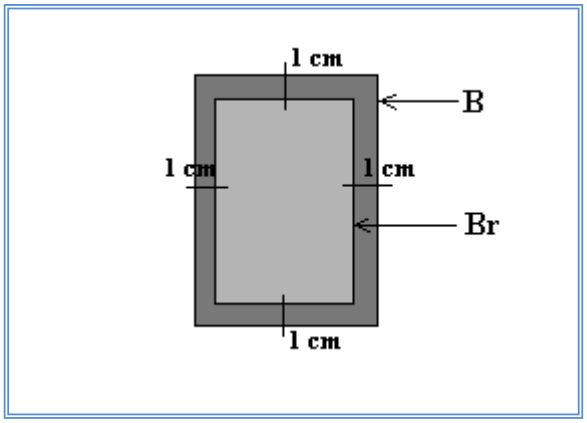


Figure.II.11.Section réduite du poteau.

Tableau. II.9. Calcule de $\overline{N}$.

	Dimension	Br(mm²)	L f(m)	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}$ (kN)
le 5eme étage	30x30	78400	2,14	0,09	23,77	0,78	90	1156,86
le 4eme étage	30x30	78400	2,14	0,09	23,77	0,78	90	1156,86
le 3eme étage	35x35	108900	2,14	0,10	21,4	0,79	122,5	1626,82
le 2eme étage	35x35	108900	2,14	0,10	21,4	0,79	122,5	1626,82
le 1eme étage	40x40	144400	2,14	0,12	17,83	0,81	160	2211,07
RDC	40x40	144400	2,14	0,12	17,83	0,81	160	2211,07

II.5.5. la surface reprise par le poteau :

S =3,45x4,10= 14,15m²

Sp =3,15 x3,8 =11,97 m²

II.5.6. Descente des charges:

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

II.5.6.a. 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.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$
- $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, ..., Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

- **Loi de dégression des charges Q :**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher $4^{ème}$ étage : Q_0+Q_1

Plancher $3^{ème}$ étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Plancher $2^{ème}$ étage : $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher $1^{ème}$ étage : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher du RDC: $Q_0+0,80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Tableau. II.10.Détermination des charges d'exploitations.

	Q (KN/m²)	Σ Qi(KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
5^{eme} étage	14,15	Q_0=	-	-	14,15
4^{eme} étage	21,22	Q_1=	21,22	1	35,37
3^{eme} étage	21,22	Q_2=	42,44	0,95	54,46
2^{eme} étage	21,22	Q_3=	63,66	0,90	71,44
1^{eme} étage	21,22	Q_4=	84,88	0,85	86,29
RDC	21,22	Q_5=	106,10	0,80	99,03

II.5.6.b. Charges permanentes et $\overline{Nu}$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

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

G (poutres principales ou secondaires) =b x h x L x poids volumique du béton armé
G (poteau)= b x h x he x poids volumique du béton armé
Poids volumique du béton armé =25 KN/m3

Tableau. II.11.Vérifications du (1,1.Nu ≤$\overline{Nu}$).

	Eléments	G (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1,1Nu (KN)	$\overline{Nu}$ (KN)	1,1Nu ≤$\overline{Nu}$
5ème étage	Poutre P	11,02	101,32	101,32	14,15	158,007	173,807	1156,86	Oui
	Poutre S	9,45							
	Poteau	6,88							
	Plancher	73,97							
4ème étage	Poutre P	11,02	88,39	189,71	35,37	309,163	340,079	1156,86	Oui
	Poutre S	9,45							
	Poteau	6,88							
	Plancher	61,04							
E	Poutre P	11,02	90,08	279,79	54,46	459,406	505,346	1626,82	Oui
	Poutre S	9,45							
	Poteau	9,37							
	Plancher	61,04							
2ème étage	Poutre P	11,02	90,08	369,87	71,44	606,484	667,132	1626,82	Oui
	Poutre S	9,45							
	Poteau	9,37							
	Plancher	61,04							
1ère étage	Poutre P	11,02	93, 75	463,62	86,29	755,322	830,854		Oui
	Poutre S	9,45							

	Poteau	12,24						2211,07	
	Plancher	61,04							
RDC	Poutre P	11,02	93,75	557,37	99,03	900,994	991,093	2211,07	Oui
	Poutre S	9,45							
	Poteau	12,24							
	Plancher	61,04							

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Tableau. II.12. Vérifications de coffrage des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥h_e /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3,06 - 0,40)/20=13,30cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.5.8. Vérification des sollicitations normales :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton =1,1×Nu.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.

Tableau. II.13. Vérifications des sollicitations normales.

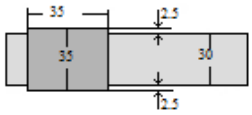
	N_d (N)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0,3$
5ème étage	195126	122500	25	0,0637	Oui
4ème étage	395436	122500	25	0,1291	Oui
3ème étage	592496	122500	25	0,1934	Oui
2ème étage	790567	160000	25	0,1976	Oui
1ème étage	985387	160000	25	0,2463	Oui
RDC	1183017	160000	25	0,2957	Oui

II.5.9. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1,5h_1+b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau. II.14. Vérification aux zones nodales.

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1,5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	35	30	Oui	2,5	17,5	Oui

II.6. pré dimensionnement des voiles:

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

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

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

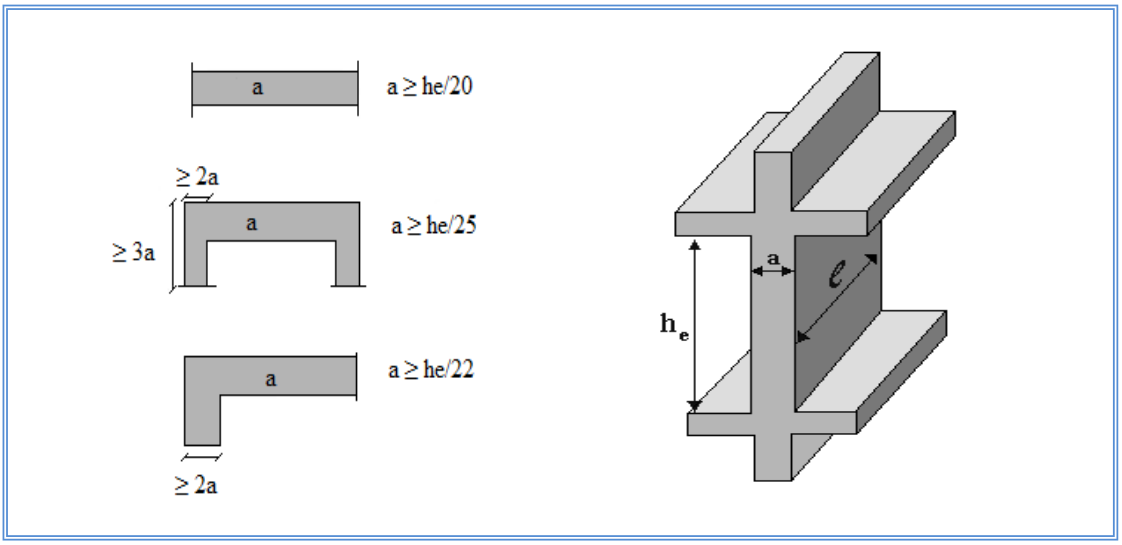


Figure. II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}\right\}$$

Tableau. II.15. Pré dimensionnement des voiles.

Niveau	h_e (cm)	a (cm)
5	271	15
4	271	15
3	271	15
2	271	15
1	271	15
RDC	271	15

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures.

III.1.2. Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm 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 **1KN/ml** appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

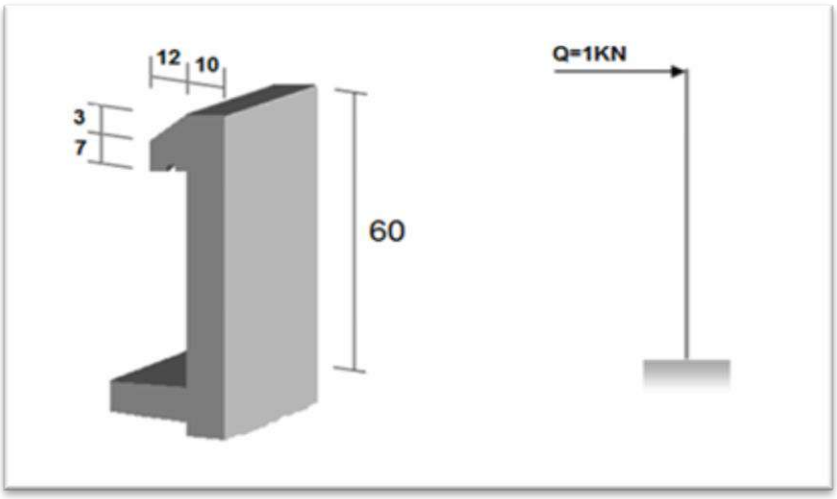


Figure. III.1:L'acrotère.

III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

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

Charge Permanente
Poids propre : *[(0,6.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=1.755KN*
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.4. Détermination des efforts:

Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère.

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U *=1,35.G = 1,35×1.755 =2,369 KN*
Moment d'encastrement :	M_U *=1,5.Q.h = 1,5×1×0,6= 0.90KN.m*
L'effort tranchant :	T_U *=1,5.Q = 1,5×1 = 1, 500 KN.*
L'E.L.S	
L'effort normal :	*Nser = G = 1.755 KN*
Moment d'encastrement :	*Mser = Q. h =1×0,6= 0,6 KN.m*
L'effort tranchant :	*Tser = Q =1 KN*

III.1.5. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm^2 soumise à la flexion composée

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			*Résistances caractéristiques*		
Notations	*Valeurs*	*Unités*	*Notations*	*Valeurs*	*Unités*
B	*100*	*cm*	fc_{28}	*25*	*MPa*
H	*10*	*cm*	*FeE*	*400*	*MPa*
C_1	*2,5*	*cm*	*Sollicitations*		
C_2	*2,5*	*cm*	*Notations*	*Valeurs*	*Unités*
Longueur de flambement			*Nu*	*2,369*	*KN*
Notations	*Valeurs*	*Unités*	*Mu*	*0.9*	*KN.m*
L_0	*0,6*	*m*	*Nser*	*1.755*	*KN*
L_f	*1,2*	*m*	*Mser*	*0,6*	*KN.m*

III.1.5.a .Etat Limite Ultime:

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

$$e0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0{,}9\times10^2}{2.369} = 38{,}00\text{cm}$$

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a e_0=38,00 cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2{,}5 = 2{,}5cm$

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

❖ ***Calcul du moment de flexion :***

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

e = e_0 + (h/2-c) ⇒e = 40.5 cm.

M_1 = Nu × e ⇒ M_1 = 0,96KN.m.

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

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime:

Mu =M_1=0,96KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc}.b\cdot d^2}$$

μ= 0,012<μ_l= 0,392 ⇒ A' = 0.

Donc : ß = 0,994 (tab).

$$A = \frac{Mu}{\beta\cdot d\cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A = 37\text{mm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A_2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0{,}30\ \text{cm}^2$

Et A' = A_1⇒ A' = 0

Donc: $\begin{cases} A_2 = 0{,}30\ \text{cm}^2 \\ A_1 = 0\,\text{cm}^2 \end{cases}$

✓ ***Condition de non fragilité:***

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0{,}30\,cm^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1{,}00\ cm^2$

On adoptera : $A_2 = 5HA8 = 2{,}31 cm^2$

❖ ***Armatures de répartition:***

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0{,}58 \leq Ar \leq 1{,}16$

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

❖ ***Espacement:***

$S_t = \frac{100}{5} = 20\,cm \leq S_{min}$ = min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm (cv)

$S_{tr} = 15\,cm \leq S_{min}$ = min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm (cv)

III.1.3.b. Vérification à l'état limite de service:

Données : Nser = 1.755 KN.

Mser = 0,6 KN.m

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.755} = 34.19\,cm$

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

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

Où: $B_o = b.h + 15\,(A_1 + A_2) \Rightarrow B_o = 1034{,}65\ cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A_1\,c + A_2\,d)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5{,}084$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4{,}916$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^{3)} + 15\,[A_1\,(\upsilon_1 - c_1)^2 + A_2\,(\upsilon_2 - c_2)^2] \Rightarrow I = 8542.60\ cm^4$.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.Donc :

$M'_G = Nser\ .CG'$

CG'= CG+GG'= CG + (υ_1 – (h/2))= e_0– (h/2-c) + (υ_1 – (h/2))=32,573cm.

CG'=34.19> $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2}$ = 1,68 cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

❖ ***Détermination de y_1 :***

Pour déterminer y_1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

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

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

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 = -29,18 cm < 0".

p = -3873,53 cm^2

q = 92093,84 cm^3

D'où l'équation (*) devient : y_2^3 + (-3873,53) y_2+ 92093,84 =0

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -38.052x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases}\cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,744 \Rightarrow \varphi = 138.07 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 48.88cm\end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases}a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 33.94cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -47,43\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 13,49cm\end{cases}$

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

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

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

Finalement, on trouve :

$y_2^{'} = 33{,}94$ cm

$y_2^{''} = -47{,}43$ cm rejetée comme valeur (< 0)

$y_2^{'''} = 13.49$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $0 < y1 = 33{,}94 + (-29.18) = 4{,}76 \text{ cm} < h = 10$ cm

Donc on prend : $y_2 = 33.94$ cm.

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

$S_{xx'}$=1037, 939 cm3

$k = 1755/1037939 \Rightarrow k = 1{,}69 \times 10^{-3}$ N/mm3

Donc : $\sigma b = ky1 = (1{,}69 \text{ x } 10\text{-}3) \text{ x } 21.5 \Rightarrow \sigma b = 0.08$ MPa

Et : $\sigma s = 15\, k\, (d - y1) = (15 \text{ x } 1{,}69 \text{ x } 10\text{-}3) \text{ x } (75 - 47{,}6) = 0{,}69$ MPa

$\sigma s = 15\, k\, (y1\text{-}c) = (15 \times 39.78 \times 10^{-3}) \text{ x } (21.5\text{-}75) =$

Donc, on obtient :

$\sigma b = 0{,}08$ MPa $\leq \overline{\sigma}\, b = 0{,}6\, fc28 = 15$ MPa (c.v).

$$\overline{\sigma s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f e = 333{,}33 \text{ MPa} ; 110\sqrt{\eta f tj} = 201{,}633 \text{ MPa}\right] = 201{,}633 \text{ MPa}$$

Avec $\eta = 1.6$ (fissuration préjudiciable).

$\sigma s = 0{,}69$MPa $\leq \overline{\sigma s}$ (c.v)

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

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F"

qui est égale à: $T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$

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

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02\ MPa$$

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{fc_{28}}{\gamma b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0{,}02MPa < \overline{\tau}_u = 2{,}5\ MPa$

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

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :
Fp= 4.A.Cp.Wp
A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 1b, zone sismique II $_b$).
Cp = facteur de force horizontale.
Wp =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.
A = 0.25
Cp = 0.3
Wp = 1,755 KN
Fp= 4.A.Cp.Wp= 4×0.25×0.3×1.755 =0.52 KN < 1.5Q =1.5 KN
Donc:

L'acrotère résiste à la force sismique

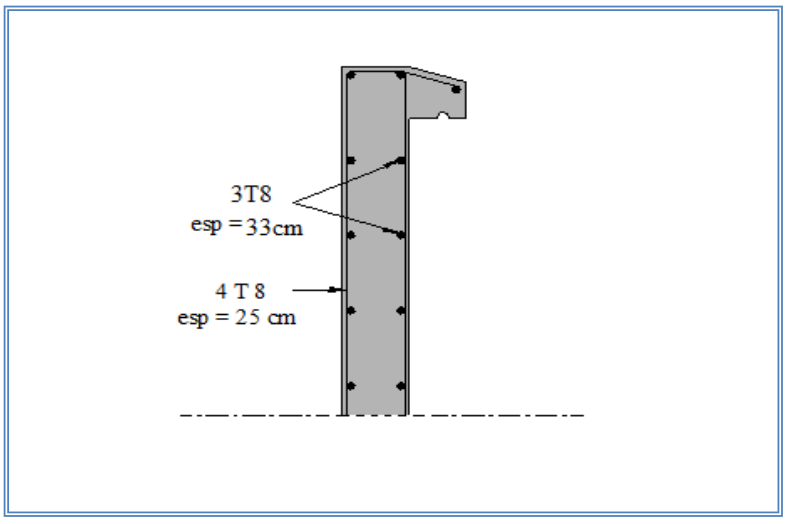


Figure.III.2. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Planchersà corps creux :

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

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1.La dalle de compression:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

- La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes
  - Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20$ cm
  - Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33$ cm
  - La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{fe} \qquad si \quad L \leq 50\,cm$$

$$A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} \qquad si \;\; 50 \leq L \leq 80\,cm$$

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 m

- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50\text{cm} \leq (L=65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = 0{,}5\,cm^2/ml$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0{,}25\,cm^2/ml\ .$$

On choisira: $A\perp$= 5 φ 5 = 0,98 cm², esp = 20 cm.

$A_{//}$=4 φ 5= 0,78 cm², esp = 25 cm.

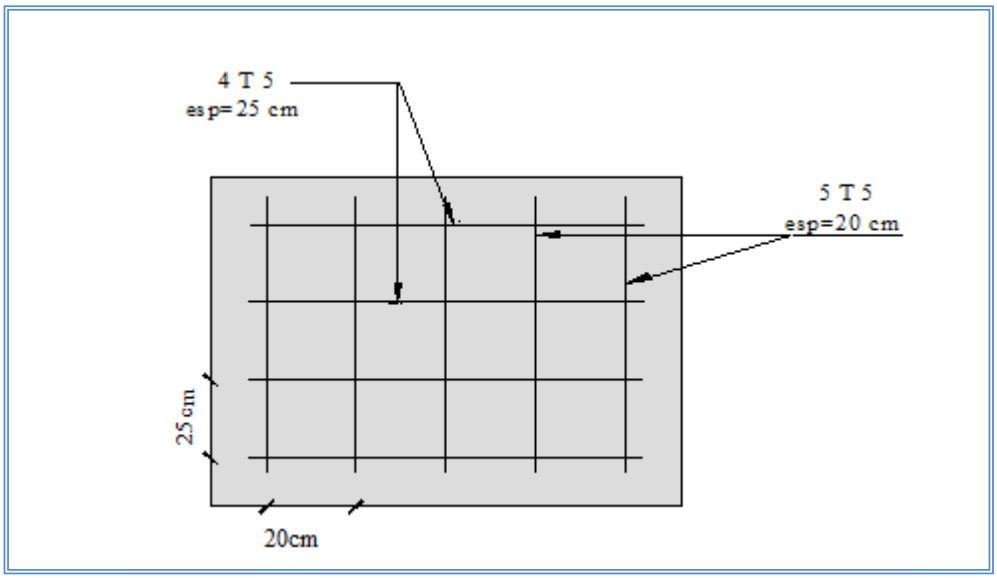


Figure.III.3. Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2. Calcul des 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. Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

- ✓ ***Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:***

Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

La travée L (m)	*Q (KN)*	*G (KN/ml)*	
		poids de poutrelle	*poids du corps creux*
4,20	*2,1*	*0,12×0,04×25 =*	*0,65×1 = 0,65*
		0,77	

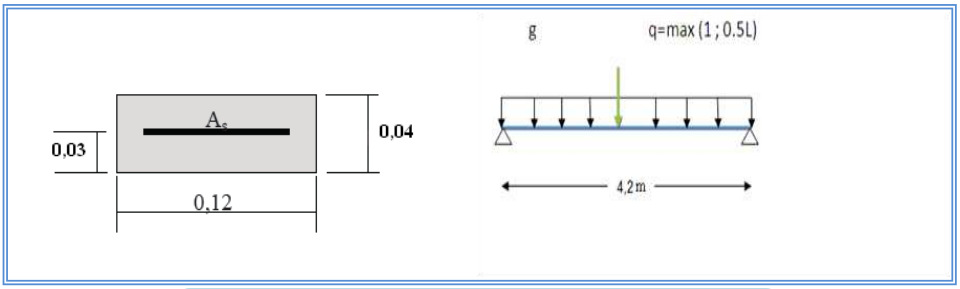


Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle.

✓ ***Calcul des moments:***

Tableau.III.5. Moments statiques des poutrelles.

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1{,}698\,KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 2{,}205 KN.m$
$Mu = 1{,}35M_G + 1{,}5M_Q = 5{,}599\ KN.m$

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{5{,}599 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 3{,}651 \gg \mu_l = 0{,}392$$

μ= 3,651>μ_l = 0,392 => $A_s \neq 0$

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

❖ ***Calcul des étaiements:***

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

- ***Pour un seul étai au milieu***

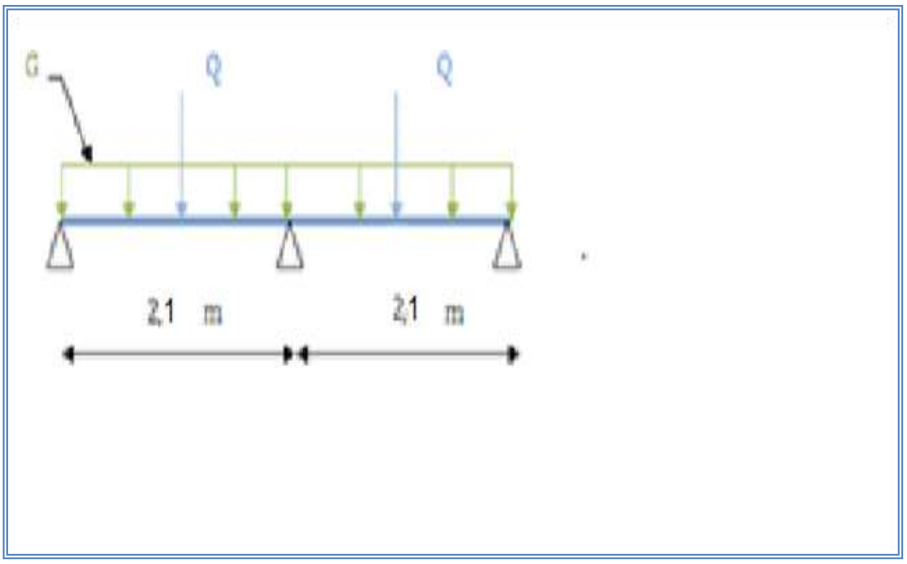


Figure.III.6. Travée avec un seul étai au milieu.

L=2,1m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 1, 05 KN] = 1,05 (KN)

$M_{G=}$ 0,424(KN.m)

M_Q=0,551 (KN.m)

M_u =1,399 (KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1.399 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0{,}912 \gg \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement.

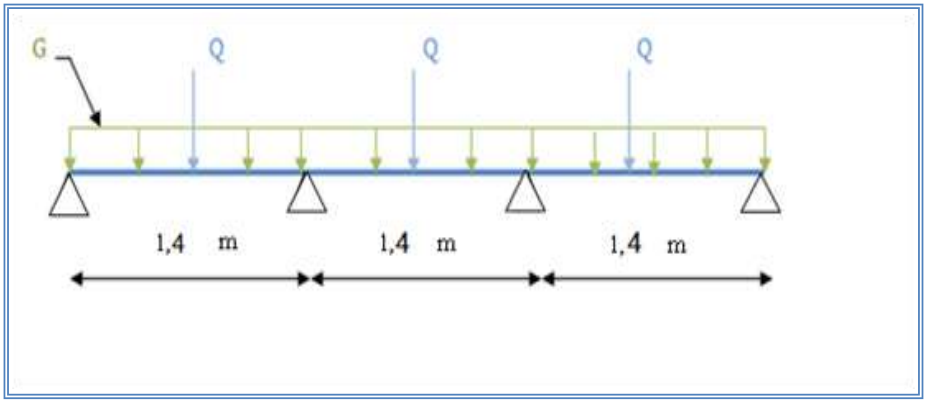


Figure.III.7. Travée avec deux étais espacés de 1,4 m.

L=1,4 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,7KN] = 1 (KN)

$M_{G=}$ 0,188 (KN.m)

M_Q=0,35 (KN.m)

M_u=0,779(KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0{,}779 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0{,}507 > \mu_l = 0{,}392$$

b. Après coulage :

- G = poids du plancher (20+5)= 2,9×0,65= 1,885 (KN/ml)
- Q =1×0,65=0,65 (KN/ml)
- 1,35G+1,5Q=3,52 (KN/ml)

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

deux types de poutres continues sont envisagés :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.

b.1.Méthode de calcul des poutres:

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire pour les deux premiers types et par la méthode de CAQUOT pour les restes car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

b.1.1.méthode forfaitaire :

❖ ***conditions d'application :***

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

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

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min}(2.G \text{ et } 5 \text{ KN/m}^2)$
Charges concentrées : $P \leq \text{Min}(Q/4 \text{ et } 2 \text{ KN})$

- P : charge permanente concentrée (en KN).
- Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

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

- ***Conditions concernant les caractéristiques géométriques :***
  - le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
  - le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$$

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

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

❖ ***Exposé de la méthode :***

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

M_t : moment en travée.
M_w : moment à l'appui de gauche.
M_e : moment à l'appui de droite.

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

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- $M_t + ((Mw+Me)/2) \geq \text{Max}\ (1{,}05M_0 \text{ et } (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$
- $M_t \geq \begin{cases} ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées intermédiaire} \end{cases}$
- les moments d'encastrements des appuis :
  - $M_a \geq 0{,}6\ M_0$ cas des poutres à 2 travées.
  - $M_a \geq 0{,}5\ M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
  - $M_a \geq 0{,}4\ M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

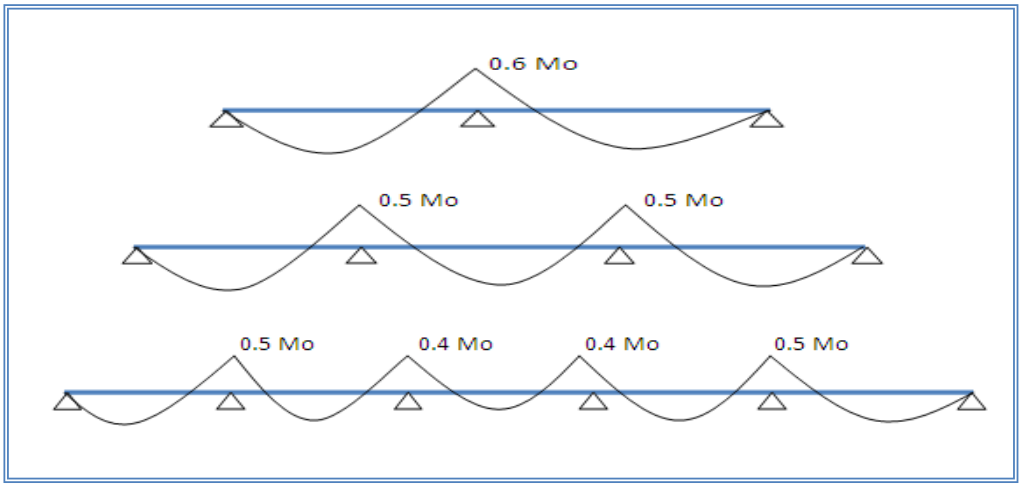


Figure.III.8. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.

Remarque :

1)M_0 : moment isostatique ($M_0=PL^2/8$)

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

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

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment ($M_a=0{,}2\ M_0$).

5) l'effort tranchant est égale :

$T_w=PL/2+((M_w-M_e)/L)$

T_e=-PL/2+((M_w-M_e)/L)

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

M_t=0,85 M_0

M_a=M_b=-0,5 M_0

- Q ≤ Min $\begin{cases} 2.G \\ 5\,KN/m^2 \end{cases}$ (C.V)
- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0,8 " et " 1,25 ". (C.N.V)
- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

b.1.2.méthode de Caquot :

Tableau.III.6. Méthode de Caquot.

Moment isostatique M_0		$M_0 = \frac{ql^2}{8}$
Moment en travée M_t		$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
Moment à l'appui M_a	*Appuis de rives*	M_A=0,2M_0
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	*Travée de rive*	L
	Travée intermédiaire	$0{,}8l$
Effort tranchant T	Tw	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

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

III.2.3. Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.7. Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m^2	Q KN/m^2	Pu KN/m	$Pser$ KN/m
Plancher terrasse	*6,18×0,65 = 4,017*	*1×0,65 = 0,650*	*6,397*	*4,667*
Plancher courant	*5,10×0,65 = 3,315*	*1,5×0,65=0,976*	*5,939*	*4,291*

III.2.4.Sollicitations de calcul :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- ✓ ***poutrelles à deux travées :***

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.7. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	*L(m)*	M_0*(KN.m)*	M_t*(KN.m)*	M_w*(KN.m)*	M_e*(KN.m)*	T_e*(KN)*	T_w *(KN)*
A – B	*3,70*	*11,891*	*5,827*	*6,064*	*6,064*	*-12,855*	*12,858*
B – C	*4,20*	*18,10*	*12,2*	*11,03*	*4*	*-15,39*	*18,69*

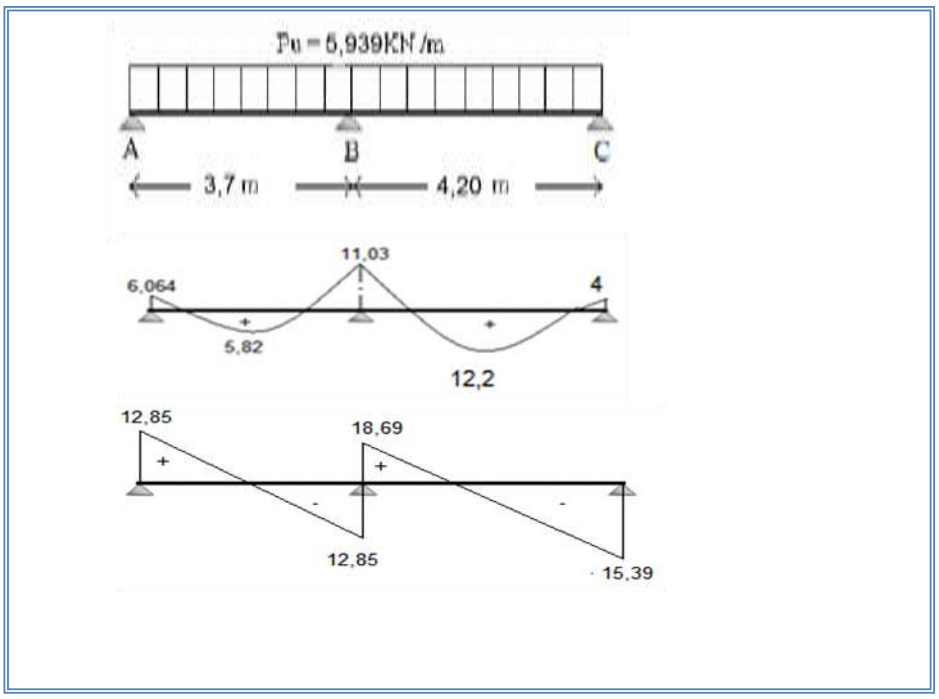


Figure.III.9. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0*(KN.m)*	M_t*(KN.m)*	M_w*(KN.m)*	M_e*(KN.m)*
A – B	*8,619*	*4,224*	*4,395*	*4,395*
B – C	*9,46*	*4,52*	*7,97*	*1,89*

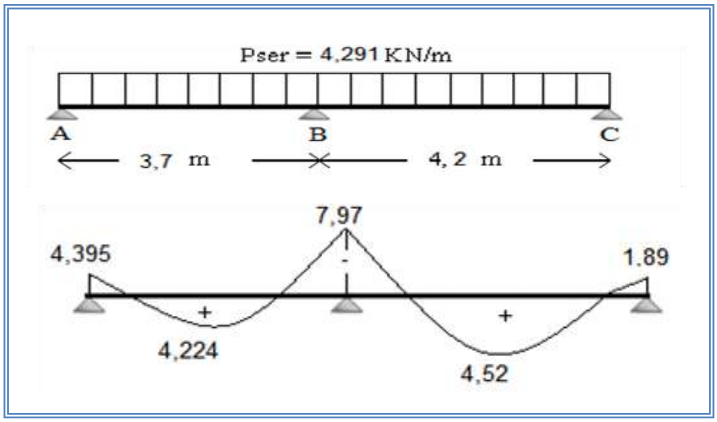


Figure.III.10. Diagramme Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

✓ ***poutrelles à trois travées :***

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.9. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travées	M_0*(KN.m)*	M_t*(KN.m)*	M_w*(KN.m)*	M_e*(KN.m)*	T_e*(KN)*	T_w *(KN)*
A – B	*5,41*	*2,05*	*1,08*	*5,63*	*-9,70*	*6,33*
B – C	*11,891*	*5,827*	*6,064*	*6,064*	*-12,855*	*12,858*
C – D	*7,817*	*0,874*	*5,840*	*8,046*	*-9,689*	*11,156*

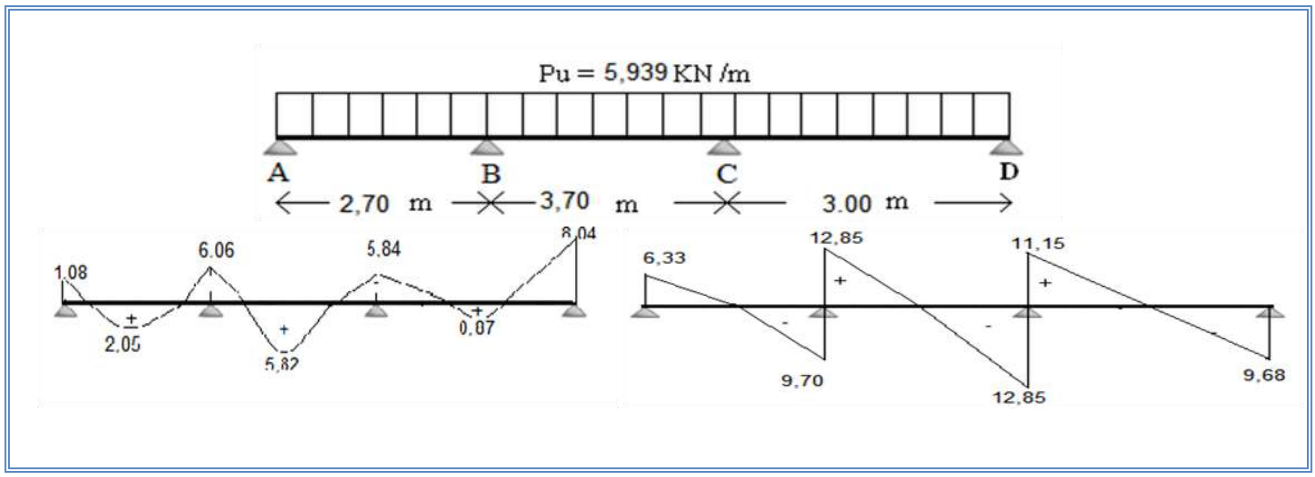


Figure.III.11. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.10. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travées	M_0*(KN.m)*	M_t*(KN.m)*	M_w*(KN.m)*	M_e*(KN.m)*
A – B	*3,91*	*2,584*	*0,78*	*4,232*
B – C	*8,619*	*4,224*	*4,395*	*4,395*
C – D	*5,666*	*0,634*	*4,232*	*5,832*

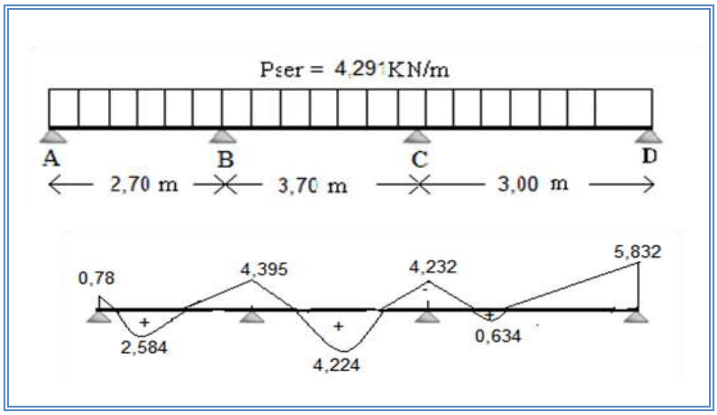


Figure.III.12. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

III.2.5.Récapitulations :

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

Tableau.III.11.Récapitulations des efforts internes.

	ELU			*ELS*	
	M_a^{ult} *(KN.m)*	M_t^{ult} *(KN.m)*	T_u *(KN)*	M_a^{ser} *(KN.m)*	M_t^{ser} *(KN.m)*
Sollicitations	*6 ,064*	*11 ,891*	*15,39*	*7 ,97*	*4,52*
Référence	*Poutrelle à 2 travées*	*Poutrelle à 2 travées*	*Poutrelle à 2 travées*	*Poutrelle à 2 travées*	*Poutrelle à 2 travées*

III.2.6.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des 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 :

- b = 65 cm
- b_0 = 12 cm
- h = 21 cm
- h_0 = 5 cm
- d = 19 cm
- σ_b= 14,2 MPa
- σ_s= 348 MPa

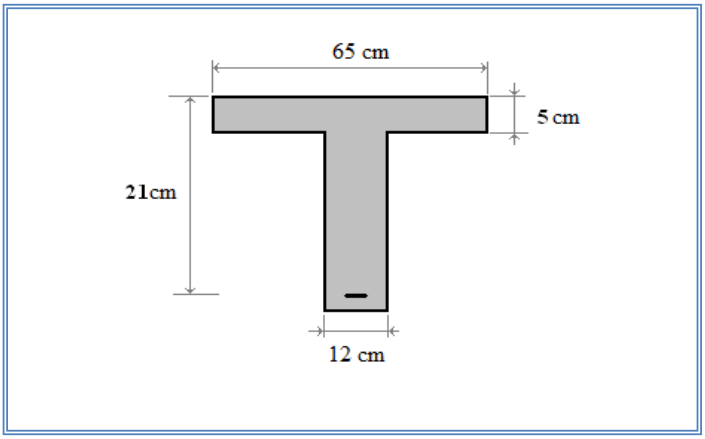


Figure. III.13.Section de béton des poutrelles.

Tableau.III.12. Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	11,891	6 ,064
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=65.10^{-2}.50.14,2.(190-50/2)= 60,918$ (KN.m)	
		$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire $(b\times h)= (65\times 21)$ $\Rightarrow$ calcul en flexion simple	$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire $(b\times h)= (12\times 21)$ $\Rightarrow$ calcul en flexion simple
	μ	0,039	0,020
	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0,985	7
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	2,070	2,090
	A_{min} (cm^2)	1,365	0,252
	Le choix	3HA10=2,35	1HA10+1HA14=2,32

- ***Vérification à L'ELS:***

Vérification a l'ELS			
	M_{ser} (KN.m)	7,97	4,54
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	4,030	7,990
	I_G (cm^4)	9317,650	6258,789
	K (N/mm^3)	0,125	0,142
	σ_b (MPa)	5,040	11,340
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$	Oui	Oui

ple, les résultats sont :

Tableau.III.13. Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	*En travée*	*Aux appuis*
	A_t=3HA10=2,35	A_a=1HA14+1HA10=2,32

b. Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \le \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \le [6{,}00\ ;12\ ;10]$

On adopt: ϕ_t = 6 mm.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0{,}28\ cm^2$; $n_t = 2$.

$A_t = a_t.n_t = 0{,}56\ cm^2$

- ***Espacement:***

$S_t \le \min[0.9\,d\,,40\,cm] = 18{,}9cm$

$A_{t\,min} \le 0.003\,S_t.b$ *(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003)*.

$\Rightarrow S_t \ge \frac{A_t}{0.,003.b} = 15{,}55cm$, on adopt: S_t = 16cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes: $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3.f_{t28}.k)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

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

$\frac{0{,}56\times10^2}{120\times160} = 0{,}00291 \ge \frac{1{,}15(0{,}813 - 0{,}3\times2{,}1\times1)}{0{,}9\times400\times(0+1)} = 0{,}0005$

$A_t \ge A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e} = \frac{0{,}4.12.16}{400} = 0{,}19cm^2$

$A_t = 0{,}56cm^2 \ge A_{tmin} = 0{,}19cm^2$ (C.V)

Tableau.III.14. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversales	*Espacement*
2φ6	*16cm*

III.2.7.Vérifications:

a) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{15{,}39\times10^3}{120\times190} = 0{,}675\,\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0{,}2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa};\ 5\text{MPa}\right] = 3{,}33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}675\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

b)Vérification au voisinage de l'appui:

Appui de rive: M_u = 12,260 KN.m > 0,9.V_u.d= 3,170 KN.m

Aucun prolongement à faire

c)Vérification de la compression dans la bielle de béton:

$$V_u \le 0{,}4\ \frac{f_{c28}}{1{,}5}\ b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2;\ 0{,}9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2;\ 0{,}9\times19\right] = 17{,}1\,\text{cm}$$

$$V_u = 18{,}536\,\text{KN} \le 0{,}4\times\ \frac{25}{1{,}5}\ \times120\times171 = 136{,}8\ \text{KN} \qquad \text{(c.v)}$$

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

$$\sigma_m = \frac{2\,V_u}{b_0.a} < 1{,}3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times18{,}536\times10^3}{120\times171} = 1{,}806\ MPa < 1{,}3\times\frac{25}{1{,}5} = 21{,}667\ MPa \qquad \text{(c.v)}$$

$$A = 2{,}32\ cm^2 \ge \frac{\gamma_s.V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times18{,}536\times10^3}{400} = 0{,}53\,cm^2 \ \text{(c.v)}$$

e)vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

Tableau.III.15. Vérification préliminaire de la flèche.

1ere condition	*2eme condition*
$h/L \geq M_t/(15.M_0)$	$\rho \leq 3,6/fe$
$h/L = 0,21/5,15 = 0,040$ $M_t/(15.M_0) = 12,436/(15\times23,038) = 0,036$	$\rho = A_t/(b_0\times d) = 2,35/(12\times19) = 0,0103$ $3,6/fe = 3,6/400 = 0,009$
C.V	*C.N.V*

On doit passer au calcul des flèches;

✓ ***Évaluation détaillée de la flèche :***

M_{ser} =9,087kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12,19} = 0,0103$

ρ = 1,03 % ⇒β_1 = 0,859 (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 236,922$ MPa

$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0,0108} = 3,991$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1,596$

$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0108 \cdot 228,599 + 2,1} \Rightarrow \mu = 0,690$

Détermination de l'axe neutre:

$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7,203$cm

Moment d'inertie de la section totale:

$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 23319,414\ cm^4$

$I_{fi} = 1,1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 10,147 \times 10^3\ cm^4$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 14{,}996\times10^3 \text{ cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa ; $E_v = 1/3\ E_i = 10721{,}398$MPa

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{9{,}087\times5{,}15^2\times10^8}{10.(32164{,}195\times6833{,}455)} \Rightarrow f_i = 10{,}960 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{9{,}087\times5{,}15^2\times10^8}{10.(10721{,}398\times12207{,}722)} \Rightarrow f_v = 18{,}414 \text{ mm.}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 18{,}414 - 10{,}960 = 7{,}454$ mm.

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

Avec: $f_{limite} = \frac{L}{1000} + 0{,}5cm = \frac{5150}{1000} + 0{,}5cm = 10{,}5$ mm

Donc: $\Delta f_t = 7{,}454$ mm $< f_{Limite} = 10{,}5$ mm

Tableau.III.16. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
9,087	2,35	7,203	0,0103	0,859	236,922	0,690	3,991	1,596
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	$\Delta f < f_{adm}$
23319,414	6833,455	12207,72	5,15	10,690	18,414	7,454	10,15	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+5cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

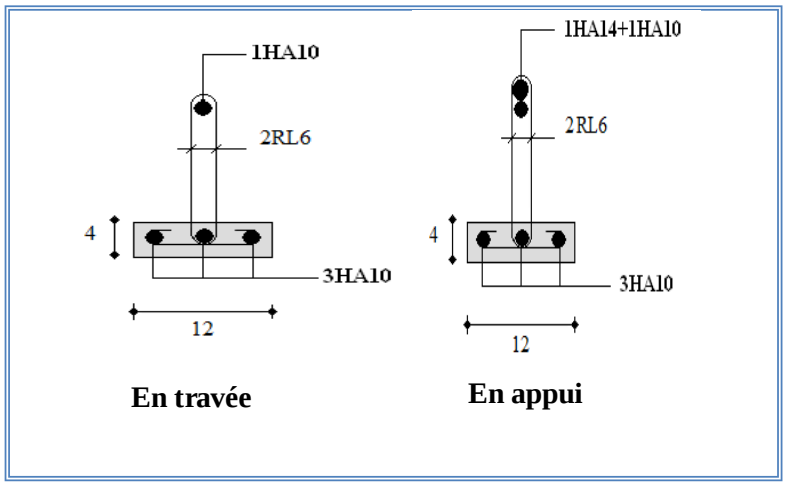


Figure.III.14. Ferraillage des poutrelles.

III.3. Calcul des dalles:

III.3.1. Introduction:

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

On distingue deux types de dalle pleine de formes régulière.

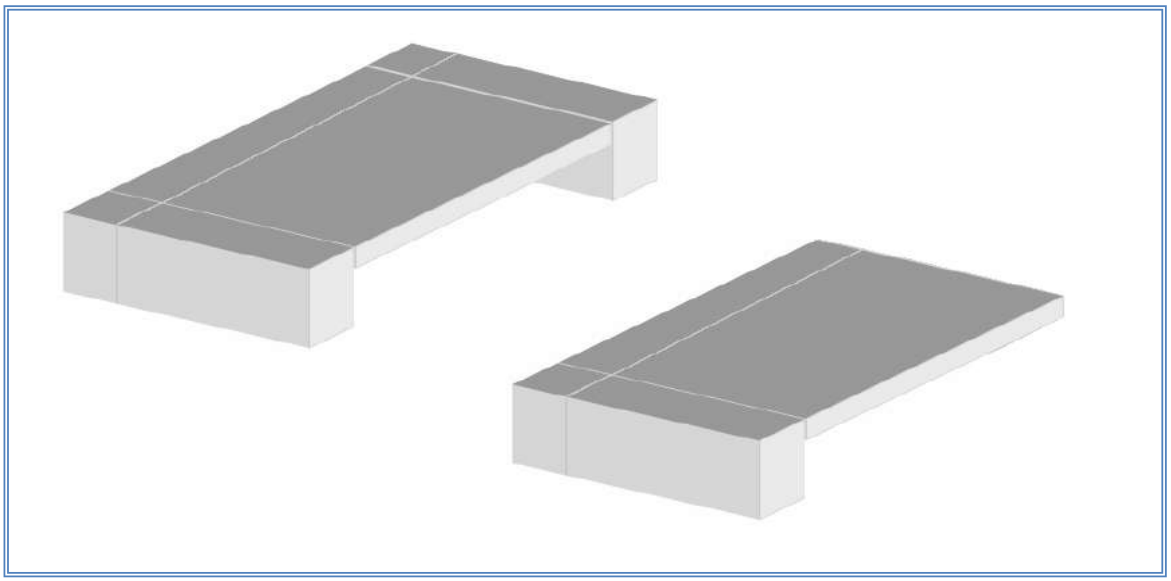


Figure.III.15. Les deux types des dalles.

III.3.2. Méthode de calcul:

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

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

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

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.2.a.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

✓ ***travail externe :***

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

$T_{ext} = P.f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

- P : Charge totale
- S : Surface de répartition de la charge.
- f : flèche du centre de gravité de S.

✓ ***Travail interne :***

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

$T_{int} = M. L .\theta.$

Avec :

- M : Moment de flexion.
- L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- Θ: Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : $\sum Text = \sum Tint$

III.3.3. Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont :

Tableau.III.17. Les actions sur la dalle.

	G (KN/m)	*Q (KN/m)*	*P (KN/m)*
ELU	*6,72*	*3,50*	*14,322*
ELS			*10,220*

III.3.4. Calcul de la première dalle:

Nous considérons deux types de rupture possibles :

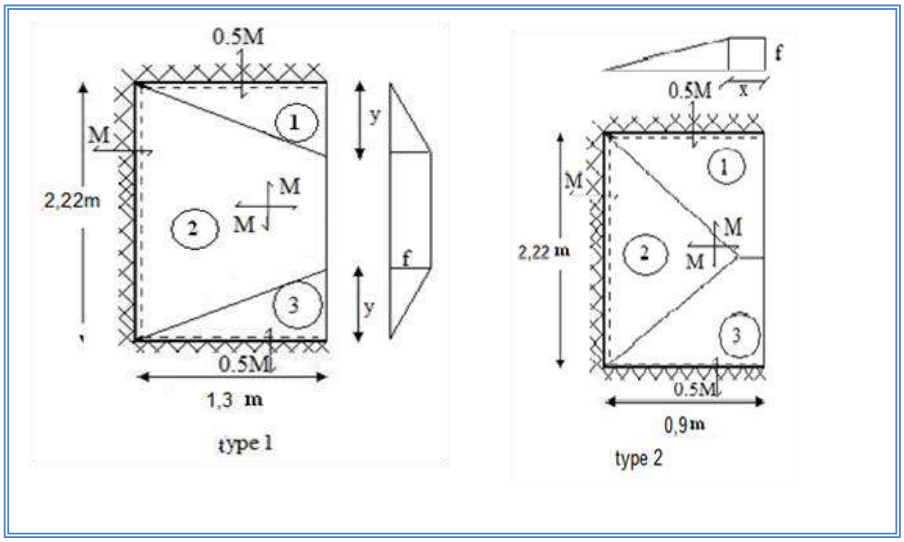


Figure.III.16. Les deux types de ruptures de 1ère dalle.

Tableau.III.18. Travail externe de la 1ère dalle.

Eléments	*Aire de chargement*		*déplacement de CG*	*travail externe pour une charge q_u*
1	*2*	*0,65 y*	*f/3*	*$0,466.y.f.q_u$*
2	*(2,22-2y).1,3*		*f/2*	*$(3,045-1,3y).f.q_u$*
3	*2*	*0,65 y*	*f/3*	*$0,466.y.f.q_u$*
			Σ	*$f.q_u.(3,045-0,468y)$*

Eléments		*Moment de rupture M*	*Longueur L*	*Rotation θ*	*Travail interne = M.L.θ*
1	+	*M*	*1,3*	*f/y*	*1,30. M.f/y*
	-	*0,5M*	*1,3*	*f/y*	*0,65.M.f/y*
2	+	*M*	*2y*	*f/1,3*	*1,53. M.y.f*
	-	*M*	*2,22*	*f/1,3*	*1,70. M.f*
3	+	*M*	*1,3*	*f/y*	*1,30. M.f/y*
	-	*0,5M*	*1,40*	*f/y*	*0,65.M.f/y*
				∑	*M.f.(3,25/y +1,53y +1,70)*

Travail externe = Travail interne

$f.q_u.(3{,}045-0{,}468y) = M.f.(3{,}25/y +1{,}53y +1{,}70)$

$\frac{dq_u}{dy} = 2{,}9\ y^2+1{,}96\ y-6{,}39=0$ et $0 < y \leq 1{,}11$ m

$\Rightarrow y=0{,}59$ m

$M_{ult} = 0{,}3\ q_{ult}$; => $M_{ult} = 0{,}3\times14{,}322 = 4{,}30$ KN.m

$M_{ser} = 0{,}3\ q_{ser}$; => $M_{ser} = 0{,}3\times10{,}220 = 3{,}06$ KN.m

En travée:

$M^t_{ult} = 4{,}30$ KN.m

$M^t_{ser} = 3{,}06$ KN.m

Aux appuis:

$M^a_{ult} = 0{,}5\times4{,}30 = 2{,}15$ KN.m

$M^a_{ser} = 0{,}5\times3{,}06 = 1{,}53$ KN.m

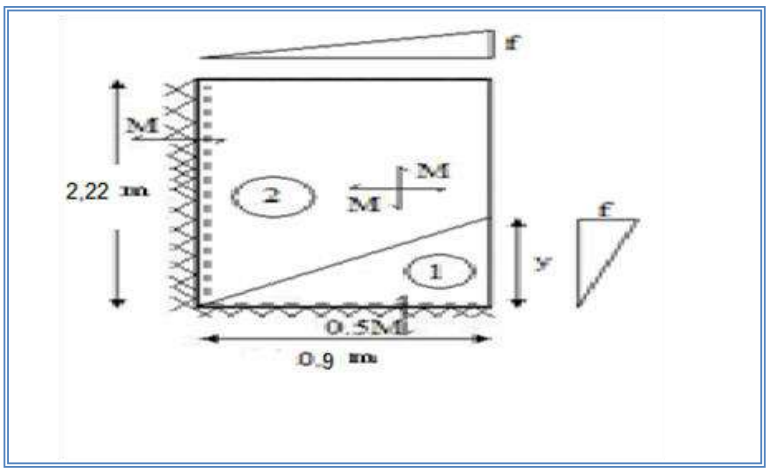


Figure.III.17. Type de rupture de 2ère dalle.

III.3.5. Calcul de la deuxième dalle:

Tableau.III.19. Travail externe de la 2ème dalle.

Eléments	*Aire de chargement*	*déplacement de CG*	*travail externe pour une charge q_u*
1	*0,45 y*	*f/3*	*$0,15.y.f.q_u$*
2	*(2,22-y).0,9*	*f/2*	*$(0,999-0.45y).f.q_u$*
3	*0,45 y*	*f/3*	*$0,15.y.f.q_u$*
		∑	*$f.q_u.(0,999-0,15y)$*

Tableau.III.20. Travail internede la 2ème dalle.

Eléments		*Moment de rupture M*	*Longueur L*	*Rotation θ*	*Travail interne = M.L.θ*
1	+	*M*	*0,9*	*f/y*	*0,9. M.f/y*
	-	*0,5M*	*0,9*	*f/y*	*0,45.M.f/y*
2	+	*M*	*y*	*f/0,9*	*1,11. M.y.f*
	-	*M*	*2,22*	*f/0,9*	*2,466. M.f*
			∑		*M.f.(1,35/y +1,11y +2,466)*

Travail externe = Travail interne

$f.q_{ult}.(0,999-0,15y) = M.f.(1,35/y+1,11y+2,466)$

y doit être : $0 < y < 1,11$ m

$$\frac{dq_u}{dy} = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 0,62m$$

$M_{ult} = 0,37\ q_{ult}$; => $M_{ult} = 0,37 \times 14,322 = 5,300$KN.m

$M_{ser} = 0,37\ q_{ser}$; => $M_{ser} = 0,37 \times 10,220 = 3,781$KN.m

En travée:

$M^t_{ult} = 5,300$ KN.m

$M^t_{ser} = 3,781$KN.

Aux appuis:

$M^a_{ult} = 0,5 \times 5,30 = 2,65$ KN.m

$M^a_{ser} = 0,5 \times 3,78 = 1,89$ KN.m

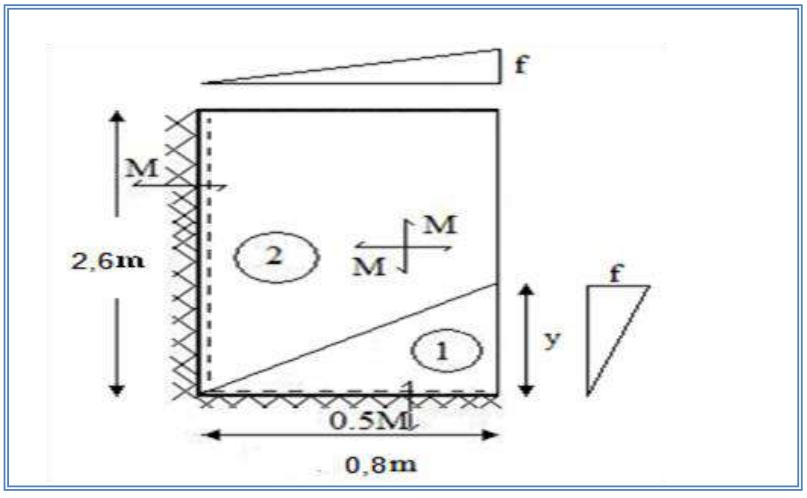


Figure.III.18. Type de rupture de 3ère dalle.

III.3.6. Calcul de la troisième dalle:

Tableau.III.21. Travail externe de la 3ème dalle.

Eléments	*Aire de chargement*	*déplacement de CG*	*travail externe pour une charge q_u*
1	*0,4 y*	*f/3*	*$0,133.y.f.q_u$*
2	*(2,61-y).0,8*	*f/2*	*$(1,044-0.4y).f.q_u$*
3	*0,4 y*	*f/3*	*$0,133.y.f.q_u$*
		∑	*$f.q_u.(1,044-0,134y)$*

Tableau.III.22. Travail interne de la 3ème dalle.

Eléments		*Moment de rupture M*	*Longueur L*	*Rotation θ*	*Travail interne = M.L.θ*
1	+	*M*	*0,8*	*f/y*	*0,8. M.f/y*
	-	*0.5M*	*0,8*	*f/y*	*0,4.M.f/y*
2	+	*M*	*Y*	*f/0,8*	*1,25. M.y.f*
	-	*M*	*2,6*	*f/0,8*	*3,25. M.f*
			∑		*M.f.(1, 2/y +1,25y +3,25)*

Travail externe = Travail interne

$f.q_u.(1,044-0,134y) = M.f.(2,1/y+1,25y+3,25)$

y doit être : $0 < y < 0,9$ m

$$\frac{dq_u}{dy} = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 0,63m$$

$M_{ult} = 0,47\ q_{ult}$; => $M_{ult} = 0,47 \times 14,322 = 6,731$KN.m

$M_{ser} = 0,47\ q_{ser}$; => $M_{ser} = 0,47 \times 10,220 = 4,803$KN.m

En travée:

M^t_{ult} = 6,731 KN.m

M^t_{ser} = 4,803KN.m

Aux appuis:

M^a_{ult} = 0,5×6,731 = 3,365 KN.m

M^a_{ser} = 0,5×4,803 = 2,400 KN.m

Tableau.III.58.Récapitulations des efforts internes.

	ELU		*ELS*	
	M_a^{ult} *(KN.m)*	M_t^{ult} *(KN.m)*	M_a^{ser} *(KN.m)*	M_t^{ser} *(KN.m)*
sollicitations	*3,365*	*6,731*	*2,400*	*4,803*
référence	*3ème dalle*	*3ème dalle*	*3ème dalle*	*3ème dalle*

III.3.7. Calcul de ferraillage de la dalle pleine:

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

Tableau.III.24. Les données.

Béton	f_{c28} *= 25 MPa*	γ_b *= 1,5*	σ_{bc} *= 14,2 MPa*	*e=1,5 cm*
	f_{t28} *= 2,1 MPa*	*b = 100 cm*	*h= 15 cm*	
Acier	*FeE400*	F_e*=400MPa*	γ_s *= 1,15*	$\overline{\sigma_s}$ *= 348 MPa*

ρ = Lx/Ly = 0,8/2,61=0,30

et $0,30 \leq 0,4$ donc la dalle travaillant suivant une direction.

$Ø_p \leq h/10 = 15/10 = 1,5$ cm

On adopte alors $Ø_x$=10 mm

d_x= h-e-Ø/ 2=13,00 cm

Tableau.III.25. Ferraillage de la dalle pleine.

	sens	M_u *(KN.m)*	*μ*	*B*	*A (cm²)*	A_{min} *(cm²)*	A_{choisi}	A_{final} *(cm²)*	*sens*	A_{rep} *(cm²)*	*St (cm)*
travée	*y*	*6,731*	*0,028*	*0,986*	*1,50*	*1,50*	*6T10*	*4,71*	*x*	*5T10*	*25*
appuis	*y*	*3,365*	*0,014*	*0,993*	*0,74*	*1,50*	*6T10*	*4,71*	*x*	*5T10*	*25*

III.3.8. Vérifications:

a. *Vérification de l'espacement entre les aciers:*

$$S_{tadm} \le Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel = b/n = 100/5 = 25 cm ; on adopte: esp = 25 cm.

b. *Vérification de l'effort tranchant:*

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \le \overline{\tau_u} = \frac{0{,}07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$V_U = \frac{q_u \cdot L_X}{2} = \frac{14{,}32 \times 0{,}8}{2} = 5{,}73\,KN$$

$$\tau_u = 0{,}07MPa \le \overline{\tau_u} = 1{,}16MPa \qquad \text{(cv)}$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. *Vérification des contraintes à l'état limite de service:*

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

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

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.26. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	$A(cm^2)$	$I\,(cm^4)$	$Y\,(cm)$	$\sigma_b\,(MPa)$	$\sigma_b \le \overline{\sigma_b}$
Travée	4,803	4,71	$1{,}96\times10^4$	3,5	2,60	C.V
appuis	2,400	4,71	$1{,}96\times10^4$	3,5	1,30	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

d. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = 0{,}115 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0{,}111 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0{,}002 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}00\,9 \qquad \text{(c.v)}$$

III.4.Calcul des escaliers:

III.4.1. Introduction:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.4.2.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.

- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

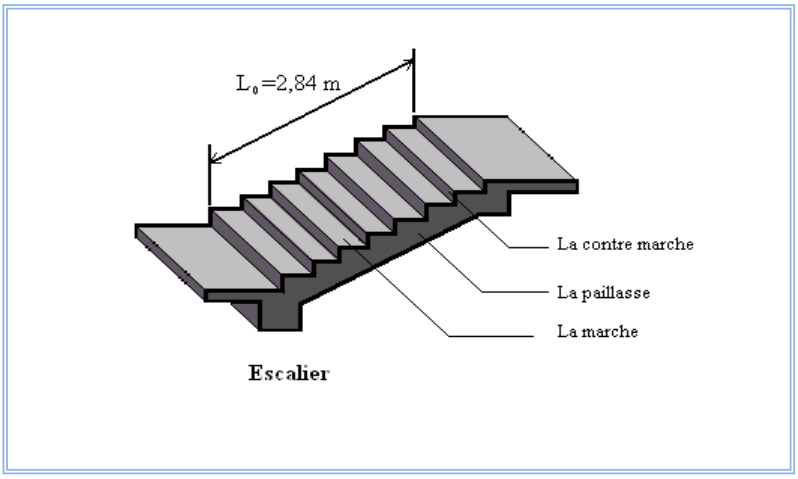


Figure.III.19. Représentation d'un escalier.

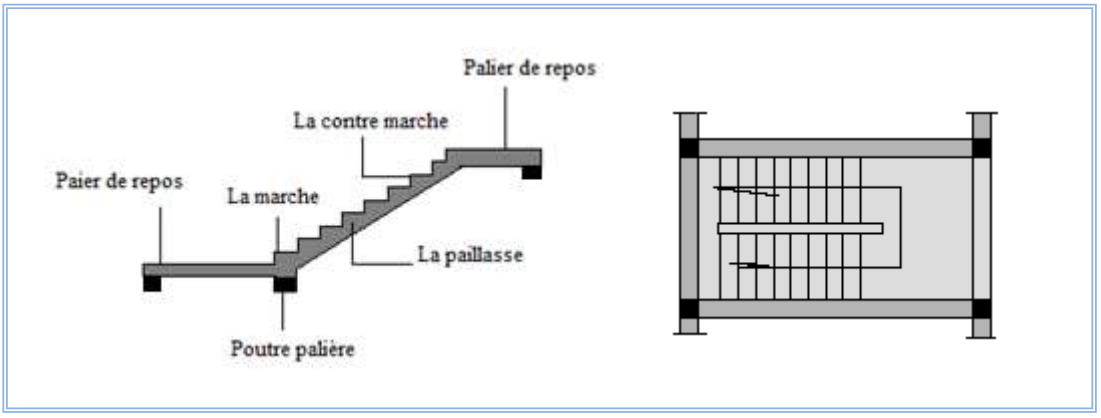


Figure.III.20. Vue en trévère et en plan de l'escalier.

III.4.3. Dimensionnement:

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique dece type d'escalier et comme suit:

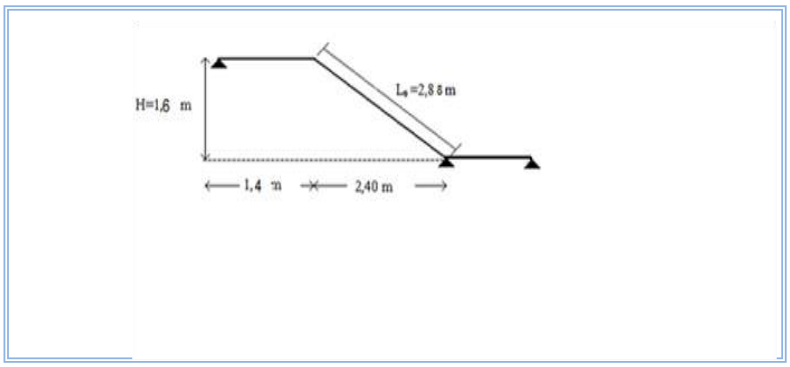


Figure.III.21. Dimensions de l'escalier.

✓ **L'angle d'inclinaison α:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,6}{2,40} \Rightarrow \alpha = 34,21^0$$

✓ **Longueur de la paillasse et de palier**

$$L_{paillasse} = \sqrt{1,6^2 + 2,4^2} = 2,88 \text{ m}$$

$$L_{total} = \sqrt{1,6^2 + 2,4^2} + 1,4 = 4,28 \text{ m}$$

On utilisant la **formule de Blondel [4]►► [Art 4.1.3] ◄◄** pour déterminer g, h, n.

Avec: g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

$59cm \leq g + 2h \leq 66cm.$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad h = \frac{H}{n}$$

✓ **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

Et puisque (H= 1,6m , L= 2,40m)

$$\begin{cases} -66n^2 + 612n - 306 \leq 0 \\ -59n^2 + 605n - 306 \geq 0 \end{cases}$$

$8,74 < n < 9,72$

Donc on prend : n=9

Nombre de marches $n-1=8$

Nombre de contremarches $n=9$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche $g=\frac{L}{n-1}$ $g=30,00cm$ ⟹

On prend g=30 cm 59cm < 64 < 66 cm (C.V)

✓ **Epaisseur de la paillasse:**

Pour les deux volets: L=1,4 + 2,88 = 4,28m

$\frac{L}{35}\le e\le\frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 12,22\le e\le 14,26cm$

On prendra: e_p= 15 cm

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges :

A. Charges permanentes:

Tableau.III.26. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (KN/m^3)*	*Poids surfacique (KN/m^2)*
1	*Carrelage*	*0,02*	*22*	*0,44*
2	*Lit de sable*	*0,03*	*18*	*0,54*
3	*Mortier de pose*	*0,02*	*20*	*0,40*
4	*Poids propre du palier*	*0,17*	*25*	*4,25*
5	*Enduit plâtre*	*0,02*	*10*	*0,20*

	G	*5,83*

Tableau.III.27. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (KN/m^3)*	*Poids surfacique (KN/m^2)*
1	*Carrelage*	*0,02*	*22*	*0,44*
2	*Lit de sable*	*0,03*	*18*	*0,54*
3	*Mortier de pose*	*0,02*	*20*	*0,40*
4	*Poids propre de la paillasse*	*0,17 / cosα*	*25*	*5,14*
5	*Poids des marches*	*0,17/2*	*25*	*2,125*
6	*Enduit ciment*	*0,02. cosα*	*10*	*0,16*
			G	*8,80*

B. Surcharge d'exploitation:

- **La paillasse :** $Q = 2,5KN/m^2$
- **Le palier :** $Q = 2,5KN/m^2$

III.4.5. Détermination des sollicitations:

- **ELU : Pult = 1,35G+1,5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.28. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5,83	2,5	11,62	8,33
Paillasse	8,80	2,5	15,63	11,3

III.4.6. Détermination des efforts:

a. Etat Limite Ultime :

$\sum F = 0$

R_a+R_b= (15,63.2,4) + (11,62.1,4) = 53,78 kN

$\sum M/A = 0$

R_b. 4,28= (15,63.2,88) +(11,62.1,4.3,1)

R_b = 22,30 KN et R_a = 31,48 KN

(0 ≤ x ≤ 1,4)

Moment fléchissant : $M(x) = 22,30x - 11,62x^2/2$

Effort tranchant: T(x) = 22,30-11,62x

M (0) = 0 KN.m ; T (0) = 22,30 KN

M (1,4) = 19,83 KN.m ; T (1,4) = 6,03KN

(2,4 ≥ x ≥ 0)

Moment fléchissant **:** $M(x) = 31,48x - 15,63x^2/2$

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x)$= -31,48+15,63x

M (0) = 0 KN.m; T (0) = -31,48kN.m

M (2,4) =30,53 KN.m; T (2,4) =6,03 KN .m

31,48/x=6,03/2,4-x→x=2,01m

M(2,01)=31,70KN.m

T_{max}31,48 KN à x = 4,28 m

Les appuis doivent equilibrer un moment Ma=_0,5M_{max} qui conduit a un moment reduit en travee Mt=0,85M_{max}

Ma=0,5M_{max}=15,85KN .m

Mt=0,85M_{max} =26,94KN .m

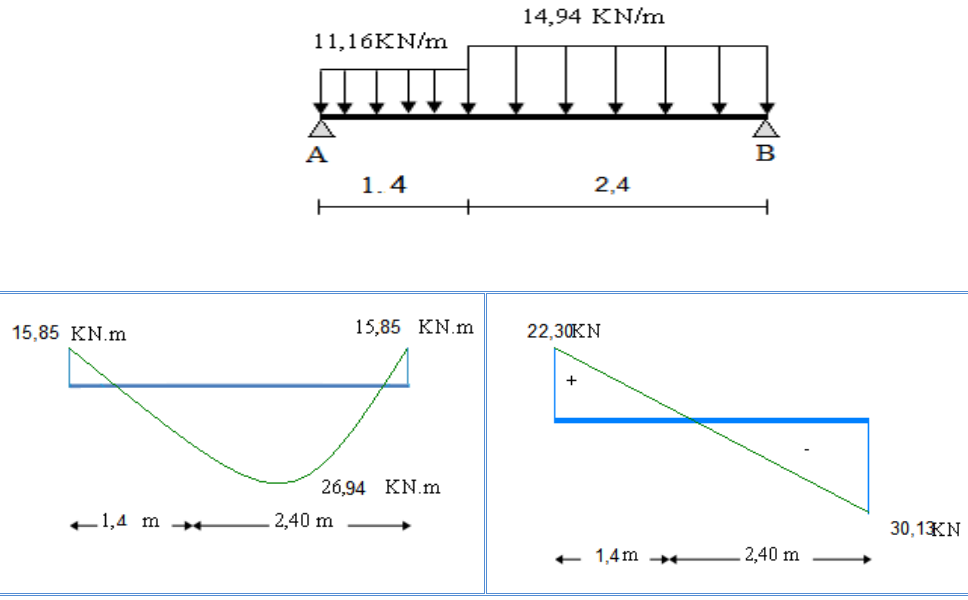


Figure.III.22. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.

b. Etat Limite de service:

$\sum F = 0$

R_a+R_b= (11,3.2,4) + (8,33.1,4) = 38,78 KN

$\sum M/A = 0$

R_b. 4,28 = (8,33.1,4.3,1) + (11,3.2,88)

R_b = 16,05KN et R_a = 22,73 KN

(0 ≤ x ≤ 1,4)

Moment fléchissant : $M(x) = 16,05x – 8,33x^2/2$

Effort tranchant: T(x) = 16,05–8,33 x

M (0) = 0 KN.m ; T (0) = 16,05 KN

M (1,4) = 14,30 KN.m ; T (1,4) = 4,39 KN

(2,40≥ x ≥0)

Moment fléchissant **:** $M(x) = 22,73 x– 11,3x^2/2$

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x)$=-22,73+11,30x

M (0) = 0 KN.m; T (0) =-22,73 KN.m

M (2,4)=22,00 KN.m; T (2.4) =4,39 KN.m

22,73/x=4,39/2,4-x→x=2,01

M(2,01)=22,86KN.m

Les appuis doivent equiliber un moment Ma=0,5M_{max}qui conduit a un moment reduit en travée Mt =0,85M_{max}

Ma=0,5$M_{max=}$ 11,43KN.m

Mt=0,855$M_{max=}$19,43KN.m

M_{max} = 16,76 KN.m à x = 2,01 m

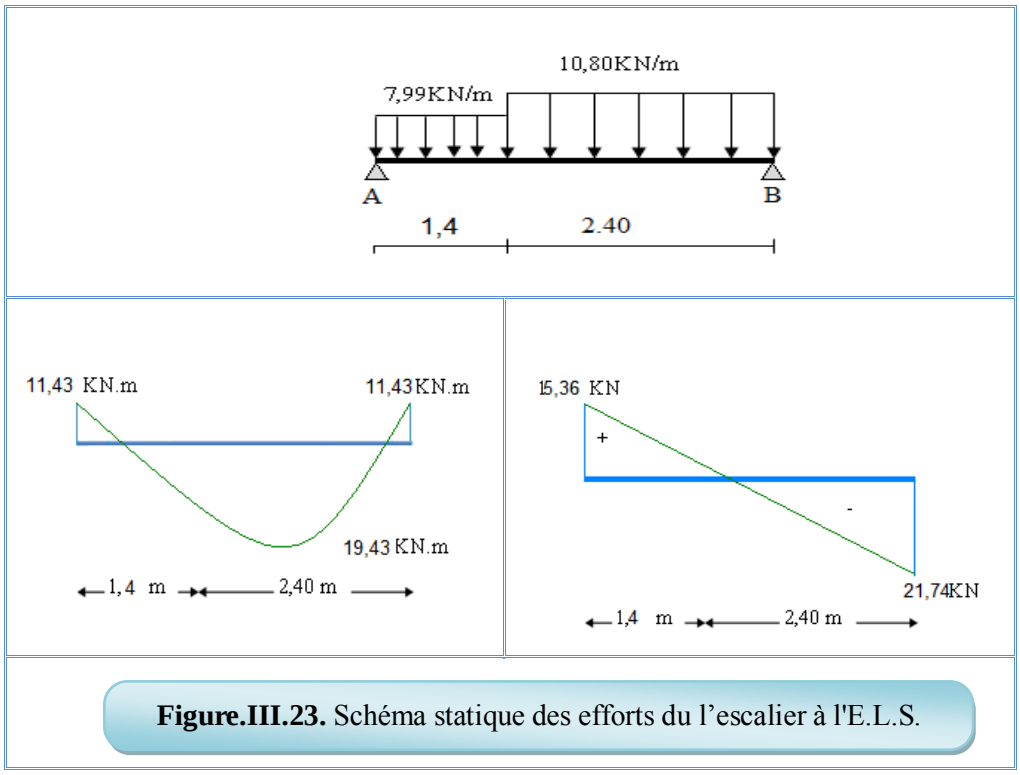


Figure.III.23. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S.

c. Récapitulation :

M_t= 0,85 M_{max} M_a =0,5 M_{max}

Tableau.III.29 Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	26,94	15,85	31,48

E.L.S	*19,43*	*11,43*	*22 ,73*

III.4.7. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.30. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=14,5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Les résultats obtenu est:

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

	M_u (KN.m)	M	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	26,94	0,112	0,936	6,61	0	1,50	6HA12= 6,78
En appuis	15,85	0,066	0,964	3,77	0	1,50	6HA12= 6,78

a. Armature de répartition:

$A_r = A/4$

En travée: on adopte: A = 6T10 /ml

Aux appuis: on adopte: A = 6T10 /ml.

b. Condition d'espacement:

Pour les armatures longitudinales:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[3h;33\right] = 33cm$ S_t = 15 cm < 33 cm

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[4h;45\right] = 45cm$ S_t = 15 cm < 45 cm

c. *Vérification de l'effort tranchant:*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0{,}07\frac{f_{c28}}{1{,}5} = 0{,}07 \times \frac{25}{1{,}5} = 1{,}16\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{31{,}48.10^3}{1000.145} = 0{,}217 MPa$$

$$\tau_u = 0{,}217\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1{,}16\ \text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

d. *Vérification à l'Etat Limite de Service:*

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau.III.32. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	*En appuis*
A (cm²)	*6,78*	*6,78*
M_{ser} *(KN.m)*	*19,43*	*11,43*
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4{,}51$	$100y^2 + 30A.y \quad 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4{,}51$
I (cm⁴)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 13207{,}4633$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 13207{,}4633$
$\bar{\sigma}_b$ *(MPa)*	*15*	
σ_b *(MPa)*	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 6{,}63$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 3{,}90$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	*C.V*	*C.V*

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

e. *Vérification de la flèche:*

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

$$\frac{h}{L} = \frac{0{,}15}{4{,}28} = 0{,}035 \leq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}035 \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0{,}056 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0{,}0052 \le \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}00\,9 \qquad \text{(c.v)}$$

✓ ***Calcul de la flèche:²***

On doit passer au calcul des flèches;

M_{ser} = 19,43KN.m ; A=6,78 cm^2

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 7{,}84\text{cm}$$

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

I_0=3,100×10^4 cm^4

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0.0052; \qquad \beta = 0{,}891$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A}; \qquad \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}};$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$ (Déformation instantanée);

λ_v =2/5 λ_i (Déformation de longue durée).

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

Module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée $E_v = E_i/3$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}}; \; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}}; \; \Delta f_t = f_v - f_i$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = 0{,}86\ cm$$

Tableau.III.33. Valeur de la flèche.

M_{ser}(KN.m)	P	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)

19,43	*0,0090*	*248*	*0,491*	*4,930*	*1,972*	*$9,9.10^4$*	*32164,20*
E_v(MPa)	*I_{fi} (cm^4)*	*I_{fv} (cm^4)*	*f_i (mm)*	*f_v (mm)*	*Δf (mm)*	*f_{adm} (mm)*	*$\Delta f<f_{adm}$*
10721,39	*2020,661*	*3960,362*	*54,76*	*83,82*	*28,99*	*8,56*	*cnv*

III.5. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 2,40m

III.5.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =2,40m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0,6h \leq b \leq h$

L = 2,40m => $16,00 \leq h \leq 24,00$ => h = 30 cm

L = 2,40m =>$18 \leq b \leq 30$ => b = 30 cm

Soit: (b x h) = (30 x 30) cm^2

- ***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*:**
  - b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
  - h = 30 cm ≥ 30 cm. (c.v)
  - h / b = 1,00< 4 (c.v)

III.5.2. Charges revenants à la poutre:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

R_{ult} = 30,13 KN ; R_{ser} = 21 ,74 KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2.25 KN/ml.

Donc: P_u = 1,35x (Pp+Rult) = 1,35x (2,25+30,13)=43,71KN/ml

P_{ser} = (Pp+Rser) =21,74+2,25=23,99 KN/ml.

III.5.3. Calcul des efforts:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

$$R_A = R_B = \frac{pul}{2} = 43,71.3/2 = 65,56KN$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} = 43{,}71.9/12 = 32{,}78KN.m \ ;$$

$$M_{travée} = \frac{pl^2}{24} = 43{,}71.9/24 = 16{,}39KN.m$$

A LELS :

$$R_A = R_B = \frac{pserl}{2} = 23{,}99.3/2 = 35{,}98KN$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} = 23{,}99.9/12 = 17{,}99KN.m \ ;$$

$$M_{travée} = \frac{pl^2}{24} = 23{,}99.3/24 = 8{,}99KN.m$$

Tableau.III.34. Efforts de la poutre palière.

	Ra (KN)	*Mt (KN.m)*	*Ma (KN.m)*
E.L.U	*65,56*	*16,39*	*32,78*
E.L.S	*35,98*	*8,99*	*17,99*

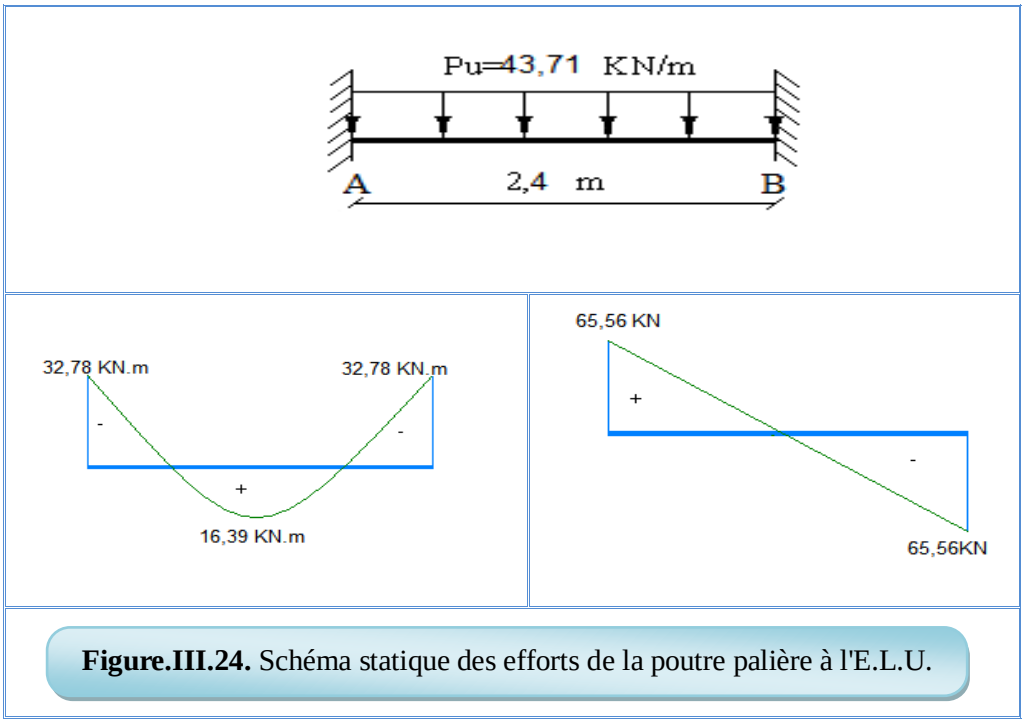


Figure.III.24. Schéma statique des efforts de la poutre palière à l'E.L.U.

III.5.4. Ferraillage de la poutre palière:

➢ ***Armatures longitudinales:***

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_b = 14,2$ MPa

b=30cm, h=30cm, d=27,5cm, c=2,5cm, (fissuration peu nuisible)

Tableau.III.35. Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	$A(cm^2)$	Amin (cm^2)	Aadp (cm^2)	$A\ (cm^2)$
En travée	*16,39*	*0,050*	*0,974*	*1,75*	*1,05*	***3HA12***	*3,39*
En appuis	*32,78*	*0,101*	*0,995*	*3,44*	*1,05*	***3HA12***	*3,39*

III.5.5. Vérifications:

a. Vérification à ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0,6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.36.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	$A(cm^2)$	$I\ (cm^4)$	k (N/mm³)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	*8,99*	*3.39*	$2,9\times10^4$	*0,300*	*4,80*	*1,44*	*C.V*
Appuis	*17,99*	*3.39*	$2,9\times10^4$	*0,600*	*4,80*	*2,89*	*C.V*

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b. RPA 99 Version 2003:

- $A_{min} = 0,5\%\ b\times h$
- $A_{max} = 4\%\ b\times h$ zone courante
- $A_{max} = 6\%\ b\times h$ zone de recouvrement

Tableau.III.37.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière.

	$\sum A(cm^2$	*A min=5,25 cm²*	*A max=42 cm²*	*Correction*
Travées	*6,78*	*C.V*	*C.V*	***3HA12**=3,39cm²*
Appuis		*C.V*	*C.V*	***3HA12**=3,39cm²*

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{65,56\times10^3}{300\times275} = 0,79\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33MPa\ ;\ 5MPa\right] = 3,33\ MPa$$

$$\tau_u = 0,79\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\,\text{MPa}$$

c.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 3,39\ \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1,15\times65,56\times10^3}{400} = 1,88\ \text{cm}^2$$

c.2 . Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$a = \text{Min}\left[b-c-2\,;\,0,9d\right] = 24,75\,\text{cm}$$

$$V_u \leq 0,4\left(\frac{f_{c28}}{1,5}\right)b_0.a$$

$$V_u = 65,56\text{KN} \leq 576\text{KN} \quad \text{(cv)}$$

c.3.Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0,8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times65,56\times10^3}{300\times130} = 3,36 < 0,8\times\frac{25}{1,15} = 17,39 \quad \text{(c.v)}$$

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35} = 10,00\ ;\ \varphi_l = 12\ ;\frac{b_0}{10} = 30;\right] = 10,00mm$$

$$\varphi_t = 8\ mm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}502\ cm^2$$

$A_t = a_t.n_t$, ($n_t = 4$).

$A_t = 2{,}009\ cm^2$, $A_t = 4HA8 = 2{,}01\ cm^2$

d.1. Espacement:

On doit vérifier:

$$S_t \le \overline{S_t} = Min\,[0{,}9d;40cm] = 24{,}75\ cm$$

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$$S_t \le \frac{0{,}9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(235/1{,}15)}{30(0{,}79-0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow S_t \le 77{,}01\ cm$$

✓ **Vérification vis-à-vis**(*Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003*).

$S_t \le$ min [h/4; 12Ø$_l$]

$S_t \le$ Min [8,7; 14,4] = 8,7cm en zone nodale

$S_t \le$ h/2 = 17,5cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- S_t = 5cm (zone nodale)

- S_t = 15cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t \ge A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale $A_t = 2{,}00cm^2 \ge A_{min} = \frac{0{,}4\times100\times50}{235} = 0{,}25cm^2$

Zone courante $A_t = 2{,}00cm^2 \ge A_{min} = \frac{0{,}4\times100\times150}{235} = 0{,}76cm^2$

$A_{t\,min} = 0{,}003.S_t.b \le A_t$

$0{,}003.15.30 = 1{,}35\ cm^2 < 2{,}01\ cm^2$ (C.V)

$0{,}003.5.30 = 0{,}45\ cm^2 < 2{,}01\ cm^2$ (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{270} = 0{,}129 \ge \frac{1}{16} = 0{,}0625 \quad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}129 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}033 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{3{,}39}{30 \times 33} = 0.003 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(c.v)}$$

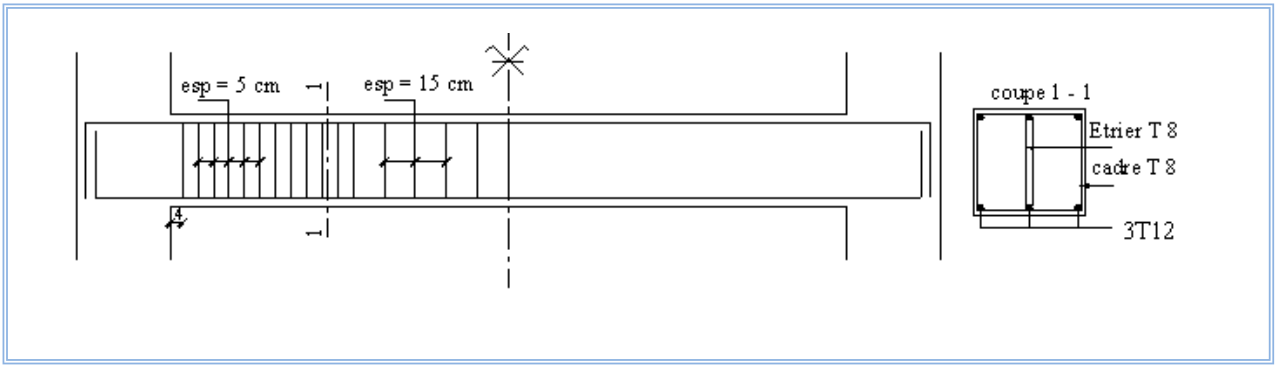


Figure.III.25. Ferraillage de lNBa poutre palière.

Chapitre IV

Etude dynamique



Ferraillage des éléments Structuraux

V.INTRODUCTION :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

V.1.Combinaisons données par le CBA93 :

- E.L.U : 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S : G + Q
- E.L.A : G + Q ± E

V.1.1Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G + Q ± E
- 0.8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

Tableau V.01 *Les données de calcul*

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25MPa$	$FeE400$	$f_{c28} = 25MPa$	$FeE400$
$\sigma_b = 14.17MPa$	$\sigma_s = 348MPa$	$\sigma_b = 18.48MPa$	$\sigma_s = 400MPa$

V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1.Introduction :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires) avec les deux situations.

V.2.1.1.Recommandations du RPA99 version2003 ►► [Art A.7.5.2] ◄◄ :

V.2.1.2.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 de recouvrement.
- 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 Ø en Zone III.

V.2.1.3.Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003\ S_t.b$

- b : largeur de la poutre.
- St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
  - $S_t \leq h/2$ en zone courante.
  - $S_t \leq \min(h/4 ; 12Ø)$ en zone nodale.

V.2.2.Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence Fe E400.

Tableau V.02 *Ferraillage longitudinal des poutres principales* (30×35)

	Endroit	Position	M_u $(kN.m)$	Combinaison	A' $(cm^2$	A (cm^2)	$A_{choisie}(cm^2)$
	Rive	Travée	35.34	G+Q+Ex	0	3.26	3HA14=4.62
		Appui	-55.07	G+Q+Ex	0	5.21	3HA14+ch1HA12=5.75
	Intermédiaire	Travée	28.18	G+Q+Ex	0	2.58	3HA14=4.62
		Appui	-37.23	G+Q+Ex	0	3.44	3HA14=4.62
	Rive	Travée	42.33	G+Q+Ex	0	3.94	3HA14=4.62
		Appui	-56.63	G+Q+Ex	0	5.37	3HA14+ch1HA12=5.75
	Intermédiaire	Travée	27.56	G+Q+Ex	0	2.52	3HA14=4.62
		Appui	-38.09	G+Q+Ex	0	3.53	3HA14=4.62

Tableau V.03 *Ferraillage longitudinal des poutres secondaires* (30×30)

	Endroit	Position	M_u $(kN.m)$	Combinaison	A' (cm^2)	A $(cm^2$	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	Rive	Travée	21.36	G+Q+Ex	0	1.94	3HA12=3.39
		Appui	-39.99	G+Q+Ex	0	3.71	3HA12+ch1HA12=4.52
	Intermédiaire	Travée	23.83	G+Q+Ex	0	2.17	3HA12=3.39
		Appui	-67.23	G+Q+Ex	0	6.48	3HA14+ch2HA12=6.88
Etage	Rive	Travée	28.20	0.8G+Ex	0	2.58	3HA12=3.39
		Appui	-47.51	G+Q+Ey	0	4.45	3HA12+ch3HA12=6.79
	Intermédiaire	Travée	47.32	G+Q+Ex	0	4.43	3HA12+ch3HA12=6.79
		Appui	-66.82	G+Q+Ex	0	6.43	3HA14+ch2HA12=6.88

V.2.2.1.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire, Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

- **Béton :**

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

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

- **Acier :**

Dans les poutres de rive, on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.\, f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n' ya pas de vérification.

Tableau V.04 *Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres principales* (30×35)

	Endroit	Position	M_{ser} $(kN.m)$	Type de fissuration	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Rive	Travée	7.23	Préjudiciable	4.62	1.63	53.75	Oui	Oui
		Appui	-13.09	Préjudiciable	5.75	2.73	79.04	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	19.28	peu nuisible	4.62	4.35	-	Oui	-
		Appui	-24.93	peu nuisible	4.62	5.62	-	Oui	-
Etage	Rive	Travée	6.69	Préjudiciable	4.62	1.51	49.74	Oui	Oui
		Appui	-11.04	Préjudiciable	5.75	2.30	66.66	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	17.75	peu nuisible	4.62	4.00	-	Oui	-
		Appui	-22.80	peu nuisible	4.62	5.14	-	Oui	-

Tableau V.05 *Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres secondaires* (30 × 30)

	Endroit	Position	M_{ser} $(kN.m)$	Type de fissuration	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Rive	Travée	11.09	Préjudiciable	3.39	2.80	**110.82**	Oui	Oui
		Appui	-22.36	Préjudiciable	4.52	5.08	**169.74**	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	17.40	peu nuisible	3.39	4.40	-	Oui	-
		Appui	-38.46	peu nuisible	6.88	7.55	-	Oui	-
Etage	Rive	Travée	9.08	Préjudiciable	3.39	2.29	**90.73**	Oui	Oui
		Appui	-22.82	Préjudiciable	6.79	4.50	**117.71**	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	23.57	peu nuisible	6.79	4.63	-	Oui	-
		Appui	-35	peu nuisible	6.88	6.87	-	Oui	-

V.2.2.2. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min} = 0.1\% \ (b \times h)$ [CBA93] ►► [Art B.6.4] ◄◄
- $A_{min} \leq A_{travée} \leq A_{max}$
- $A_{min} \leq A_{appui} \leq A_{max}$

Avec :

$A_{min} = 0.5\%(b \times h)$[RPA99v2003] ►► [Art A.7.5.2.1] ◄◄

$A_{max} = 4\%(b \times h)$[RPA99v2003] ►► [Art A.7.5.2.1] ◄◄

Tableau V.06 *Vérification des poutres principales selon le RPA et CBA*

	Endroit	Position	CBA		RPA		
			A_{tendue} (cm^2)	$\geq A_{min} = 1.2\ cm^2$	A_{total} (cm^2)	$\geq A_{min} = 6\ cm^2$	$\leq A_{max} = 48\ cm^2$
Terrasse	Rive	Travée	4.62	Oui	9.24	Oui	Oui
		Appui	5.75	Oui	10.37	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	4.62	Oui	9.24	Oui	Oui
		Appui	4.62	Oui	9.24	Oui	Oui
Etage	Rive	Travée	4.62	Oui	9.24	Oui	Oui
		Appui	5.75	Oui	10.37	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	4.62	Oui	9.24	Oui	Oui
		Appui	4.62	Oui	9.24	Oui	Oui

Tableau V.07 *Vérification des poutres secondaires selon le RPA et CBA*

	Endroit	Position	CBA		RPA		
			A_{tendue} (cm^2)	$\geq A_{min} = 1.05\ cm^2$	A_{total} (cm^2)	$\geq A_{min} = 5.25\ cm^2$	$\leq A_{max} = 42\ cm^2$
Terrasse	Rive	Travée	3.39	Oui	6.78	Oui	Oui
		Appui	4.52	Oui	9.04	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	3.39	Oui	6.78	Oui	Oui
		Appui	6.88	Oui	13.76	Oui	Oui
Etage	Rive	Travée	3.39	Oui	6.78	Oui	Oui
		Appui	6.79	Oui	13.58	Oui	Oui
	Intermédiaire	Travée	6.79	Oui	13.58	Oui	Oui
		Appui	6.88	Oui	13.76	Oui	Oui

V.2.2.3.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

V_u : effort tranchant.

Tableau V.08 *Calcul de la contrainte de cisaillement admissible* $\bar{\tau}_u$

	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Type de fissuration	Préjudiciable	Peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$Min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ MPa\right]$	$Min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\right]$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.50\ MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\ MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.35\ MPa$

Tableau V.09 *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales*

	Endroit	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	Rive	Appui	37.26	G+Q+Ex	0.38	3.26	Oui
	Intermédiaire	Appui	28.40	1.35G+1.5Q	0.29	3.33	Oui
Etage	Rive	Appui	39.47	G+Q+Ex	0.40	3.26	Oui
	Intermédiaire	Appui	28.94	G+Q+Ex	0.30	4.35	Oui

Tableau V.10 *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 01*

	Endroit	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	Rive	Appui	50.15	G+Q+Ex	0.51	3.26	Oui
	Intermédiaire	Appui	71.41	1.35G+1.5Q	0.73	3.33	Oui
Etage	Rive	Appui	48.99	G+Q+Ex	0.50	3.26	Oui
	Intermédiaire	Appui	112.39	G+Q+Ex	1.15	4.35	Oui

V.2.3.Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence FeE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives et la section d'armaturestransversales donnée par les formules suivantes :

D'après le RPA99 v2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4}\ et\ 12\ \emptyset\right) \quad zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad zone\ courante \end{cases}$$

D'après le CBA93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.K)}{0.9\, f_e(cos\,\alpha + sin\,\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.11 *Calcul des armatures transversales et leurs espacements*

Elément	$\tau_u\ (MPa)$	CBA93		RPA99 version2003			$S_{adopté}\ (cm)$		$A_t Choisie\,(cm^2)$
		$S_t(cm)$	$A_t(cm^2)$	$S(cm)$	$S'(cm)$	$A_t(cm^2)$	$S(cm)$	$S'(cm)$	
P.P (30 × 35)	0.40	29.25	2.01	8.75	17.5	0.9	10	15	4Ø8=2.01
P.S 01(30 × 30).	1.15	29.25	2.01	8.75	17.5	0.9	10	15	4Ø8=2.01

V.2.3.1. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur $(0.75 \leq K \leq 0.85)$, on prend $K = 0.80$

Tableau V.12 *Vérification préliminaire de la flèche des poutres*

Elément		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	L	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
P.P (30 × 35)	3.80	0. 92	0.0625	Oui	0.082	0.080	Oui	0.004	0.011	Non
P.S (30 × 30)	3.80	0.092	0.0625	Oui	0.082	0.080	Oui	0.007	0.011	Non

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc il est nécessaire de faire le calcul de vérification de la flèche des poutres principales et secondaires.

Tableau V.13 *Vérification de la flèche des poutres principales*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
4.62	19.28	0.47	144.27	0.240	19.37	127786.05
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
68137.03	98628.85	1.27	2.63	1.36	7.6	Oui

Tableau V.14 *Vérification de la flèche des poutres secondaires*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
6.79	23.57	0.70	121.37	0.329	20.36	137610.45
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
75928.26	108320.20	1.39	2.93	1.53	7.60	Oui

Conclusion :

Les flèches des poutres principales et des poutres secondaires sont inférieures aux flèches admissibles, donc on garde les dimensions et les sections d'armatures calculées.

Figure V.01. Ferraillage des poutres principales de rive de terrasse

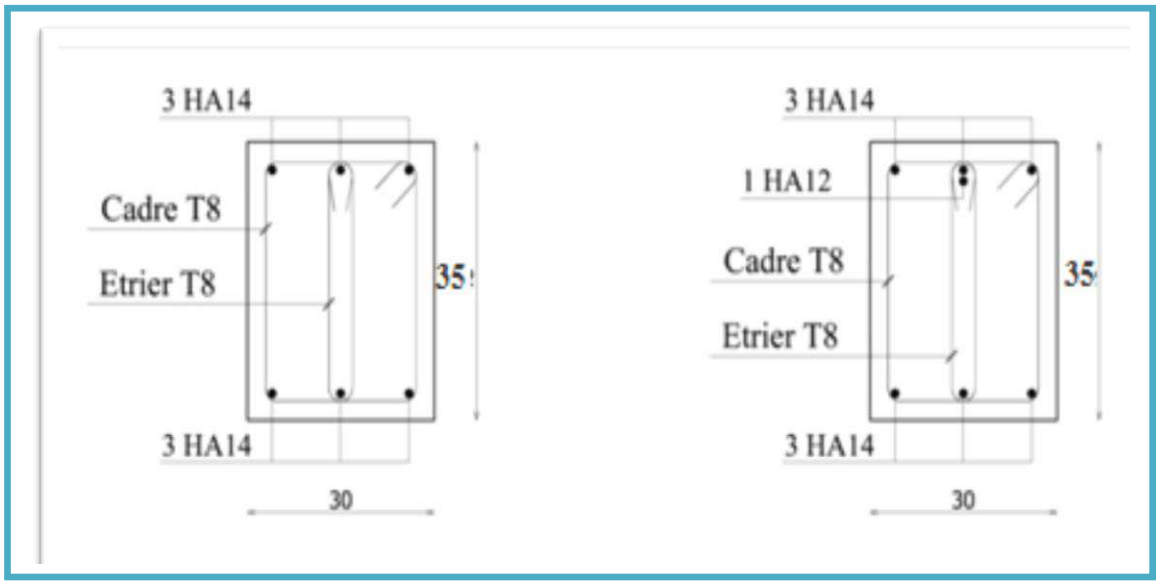


Figure V.01. *Ferraillage des poutres principales intermédiaires de terrasse*

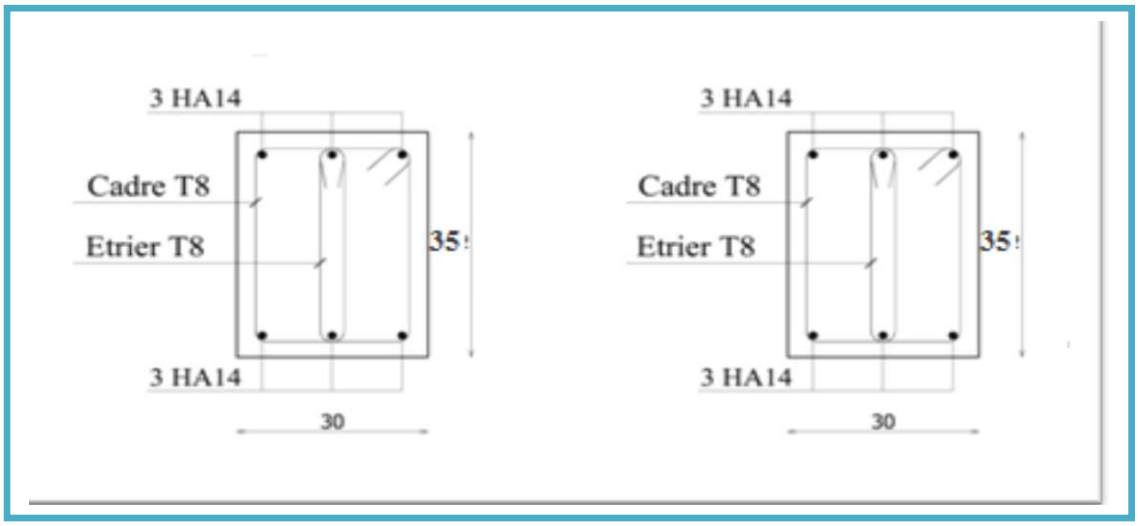


Figure V.02. *Ferraillage des poutres principales de rive de l'étage courant*

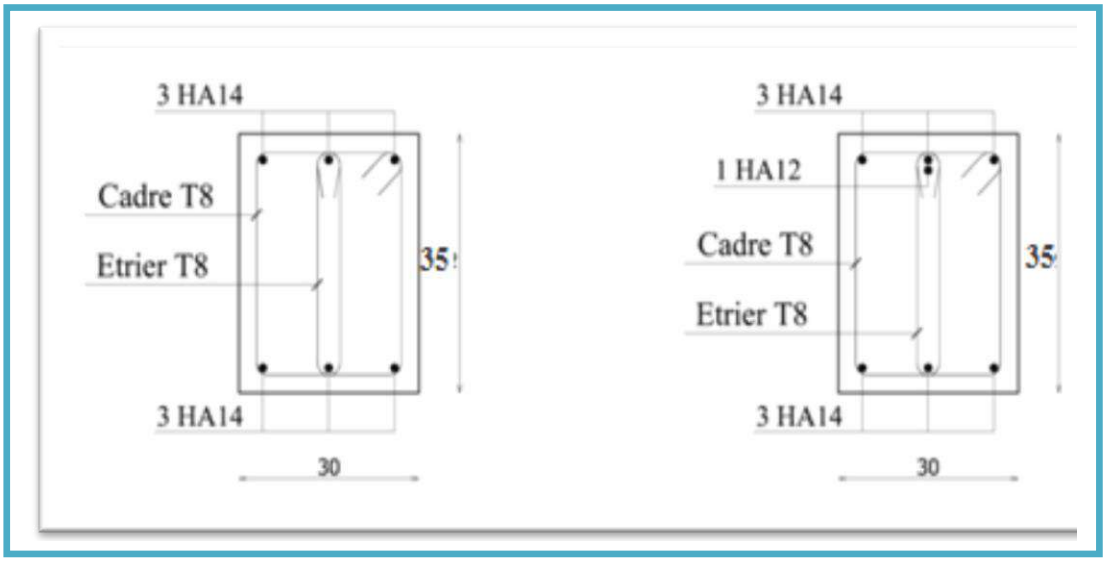


Figure V.03. *Ferraillage des poutres principales intermédiaires de l'étage courant*

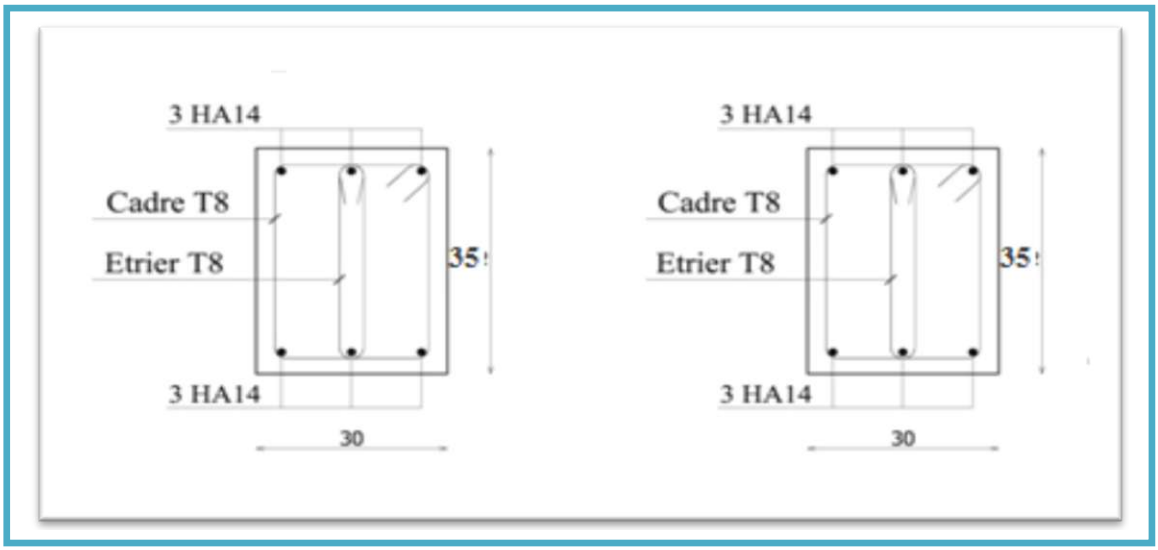


Figure V.04. *Ferraillage des poutres secondaires de rive de terrasse*

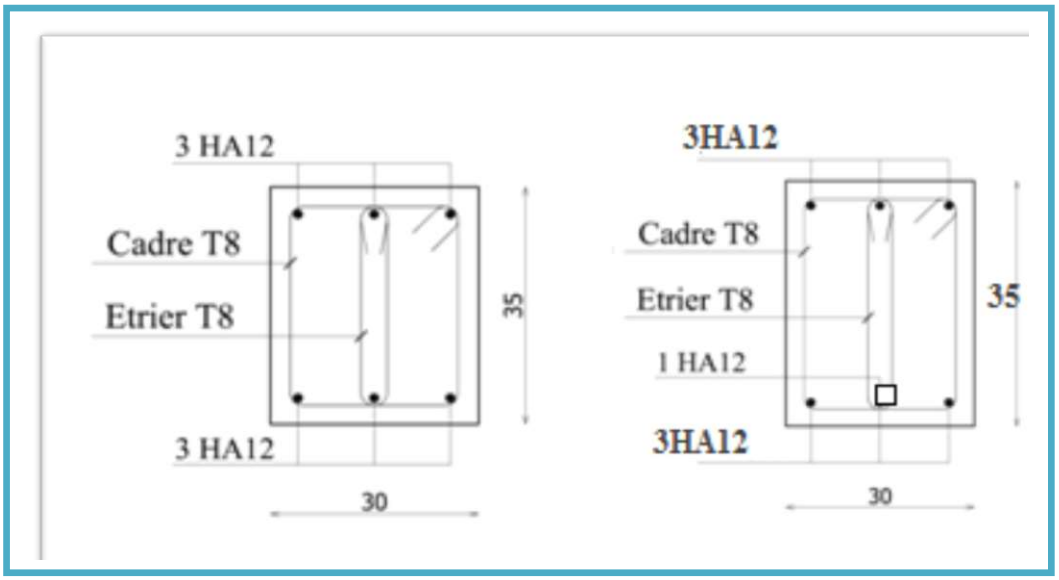


Figure V.05. *Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires de terrasse*

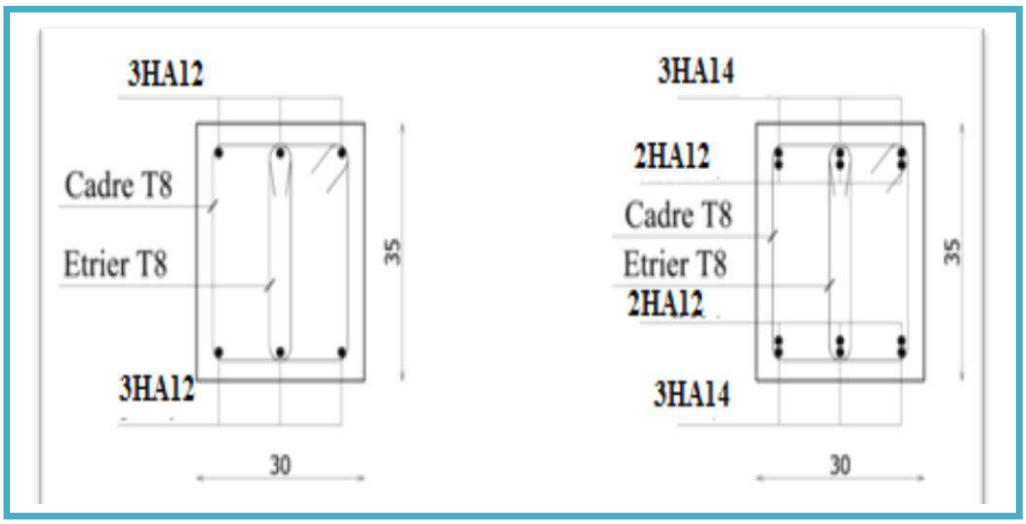


Figure V.06. *Ferraillage des poutres secondaires de rive de l'étage courant*

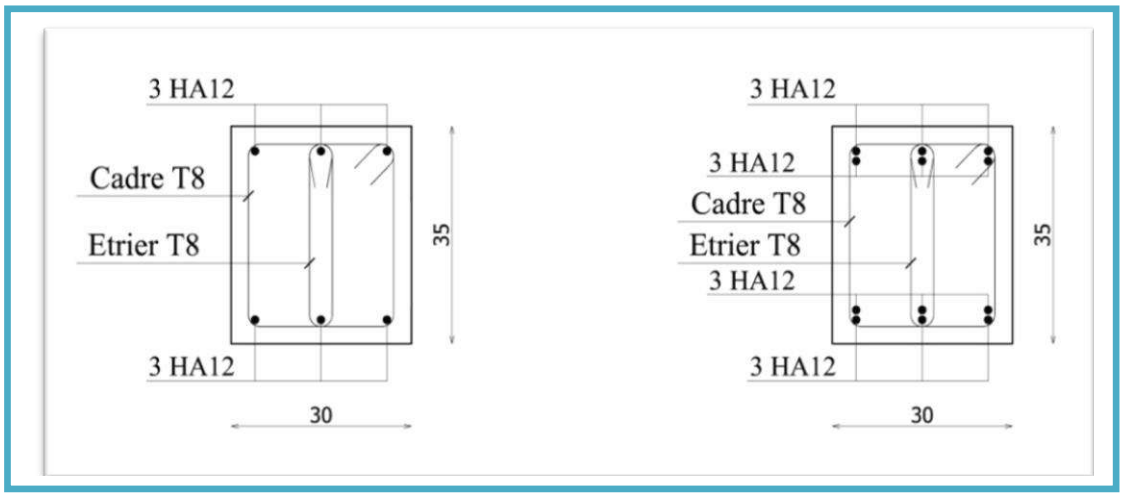
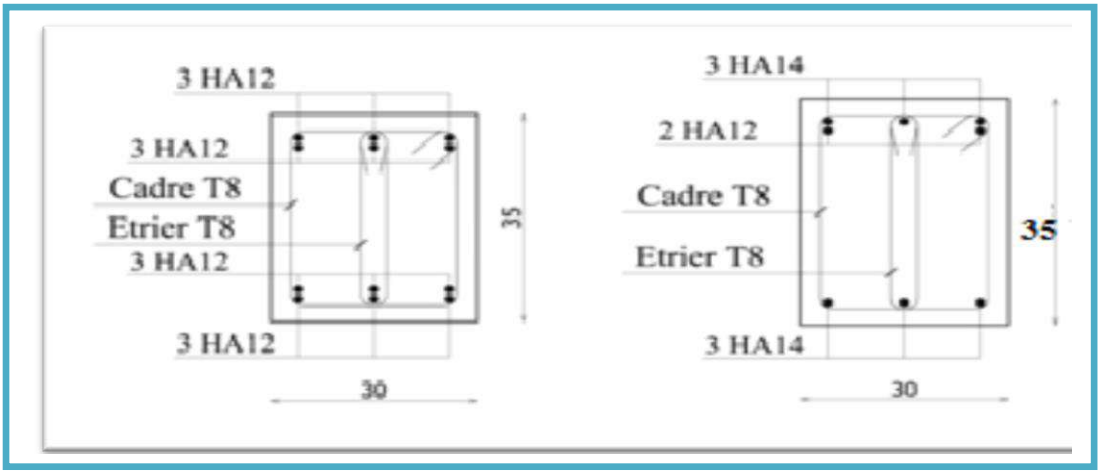


Figure V.07. *Ferraillage des poutres secondaires 01 intermédiaires de l'étage courant*



V.2.4.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Dans notre projet les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc le calcul de ferraillage se fait en flexion composée.

I.1.1. Armatures longitudinales :

I.1.1.1. Recommandations selon les règlements :

a) Selon le [CBA93] ►► [Art A.7.1.2] ◄◄

La section d'armatures longitudinales est au moins égale à 4 cm^2 par mètre de longueur de parement :

$$A_l(cm^2) \geq 4u\ (m)$$

u : périmètre de la section droite.

Le pourcentage d'armatures est compris entre $0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 4\%$

B : Section de béton comprimé.

b) Selon le RPA99 version2003 : [Art 7.4.2.1]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\%$ (zone courante)

$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$ (zone de recouvrement)

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

I.1.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1ère cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé se fait avec le moment maximal M_{max} et son effort normal correspondant N_{corres} avec la combinaison $G + Q \pm E$ ou $0.8G \pm E$.

2ème cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal maximal N_{max} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $1.35G + 1.5Q$.

3ème cas : Effort normal minimal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal minimal N_{min} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $0.8G \pm E$.

I.1.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u.(e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3\,{L_f}^2(2 + \alpha\emptyset)}{10000\,h} \quad , \quad e_a = Max\left[\frac{L_0(cm)}{250}\,;2\,cm\right]$$

e_1 : excentricité du 1er ordre provoquée par le moment de flexion.

e_2 : excentricité du 2ème ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{\text{déformation finale due au fluage}}{\text{déformation instantanée du béton}} = 2$$

$$\alpha = \frac{\text{moment permanent}}{\text{moment total}} = \frac{M_G}{M_u}$$

L_f : longueur de flambement.

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

e_a : excentricité additionnelle, due aux imperfectionGGs géométriques.

L_0 : longueur libre.

Tableau V.15 *Ferraillage des poteaux*

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	M $(kN.m)$	A_{total} (cm^2)	$A_{min}RPA$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
$RDC(40\times40)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	1077.09	15.21	3.6	18.22	8HA14+4HA12=18.46
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	841.85	37.22			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	-715.84	4.56			
$1^{ére}(40\times40)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1160.95	11.01	3.2	14.4	8HA12+5HA12=14.7
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	671.46	24.94			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	-518.24	22.08			
$2^{éme}(35\times35)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	815.78	9.98	2.8	11.02	8HA14=12.31
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Ex	312.30	20.07			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	-304.45	16.40			
$3^{éme}(35\times35)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	547.34	8.69	2.8	11.02	8HA14=12.31
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Ex	136.29	35.86			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	-166.24	1.72			
$4^{ème}(30\times30)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	400.125	3.89	2.4	8.1	8HA12=9.05
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Ex	102.20	24.27			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	-75.88	1.26			
$5ème\ (30\times30)$	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	266.86	4.33	2.4	8.1	8HA12=9.05
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G + Q + Ex	103.93	25.70			
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Ex	39.63	11.57			

Tableau V.16 *Vérification des poteaux à l'E.L.S*

Niveau	Cas	N (kN)	M $(kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	*Vérification*
$RDC(40 \times 40)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	97.82	2.74	8.2	2.7	55.6	87.2	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	38.72	11.95					
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-24.43	6.04					
$1^{ére}(40 \times 40)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	187.31	2.25	3.6	5.6	100.2	56.2	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	82.41	9.18					
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-53.84	4.27					
$2^{éme}(35 \times 35)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	278.47	2.05	4.0	9.6	60.7	89.2	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	126.25	8.31					
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-82.76	3.96					
$3^{éme}(35 \times 35)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	372.76	3.20					Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	171.92	11.54	8.69	10.3	77.5	57.2	Oui
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-112.18	5.50					
$4^{ème}(30 \times 30)$	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	468	2.59	8.56	8.2	155.3	60.8	Oui
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	221.27	8.65					
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-144.01	4.19					
5ème × 30	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	567.53	3.56	9.56	10.2	187.3	79.2	Oui

Tableau V.17 *Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements*

Niveau	Section (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
$5^{éme}$	(30×30)	14.88	6.40	14.4	Oui
$4^{éme}$	(30×30)	12.06	5.60	11.02	Oui
$3^{éme}$	(35×35)	12.06	5.60	11.02	Oui
$2^{éme}$	(35×35)	9.23	4.80	8.10	Oui
$1^{ér}$	(40×40)	9.23	4.80	8.10	Oui
RDC	(40×40)	9.23	4.80	8.10	Oui

I.1.1.4. Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

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

Contrainte limite du béton :

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

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Contrainte limite d'acier :

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire
- préjudiciable (pour les poteaux de rive) :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.\, f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$$

On doit vérifier que

Tableau V.18 *Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements*

Niveau	Section (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
$5^{éme}$	(30×30)	14.88	6.40	14.4	Oui
$4^{éme}$	(35×35)	12.06	5.60	11.02	Oui
$3^{éme}$	(30×30)	12.06	5.60	11.02	Oui
$2^{éme}$	(30×30)	9.23	4.80	8.10	Oui
$1^{ér}$	(40×40)	9.23	4.80	8.10	Oui
RDC	(40×40)	9.23	4.80	8.10	Oui

I.1.1.5. Vérification de l'effort tranchant des poteaux :

Contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section. La contrainte de cisaillement est en fonction de dimensions de la section ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donné par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

a) Contrainte limite de cisaillement selon CBA93 :

Selon le CBA93, la contrainte limite de cisaillement du béton est donné précédemment dans le tableau V.11.

b) Contrainte limite de cisaillement selon RPA99 version2003 :

Selon le RPA99 version2003, la contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d . f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si \quad \lambda > 5 \\ 0.04 & si \quad \lambda \leq 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

λ : élancement mécanique ; Lf : Longueur de flambement

i : Rayon de giration ; I : Moment d'inertie du poteau

B : Section du poteau

Tableau V.19 *Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux*

Niveau	*Section* (cm^2)	$T_u\ (kN)$	$\tau_u\ (MPa)$	λ	ρ_d	$\tau_{bu}\ RPA\ (MPa)$	$\tau_{bu}\ CBA\ (MPa)$	Vérification
$5^{éme}$	(30×30)	30.68	0.02	18.53	0.075	1.875	3.26	Oui
$4^{éme}$	(35×35)	30	0.2	21.18	0.075	1.875	3.26	Oui
$3^{éme}$	(30×30)	29.74	0.2	21.18	0.075	1.875	3.26	Oui
$2^{éme}$	(30×30)	25.31	0.3	24.71	0.075	1.875	3.26	Oui
$1^{ér}$	(40×40)	27.84	0.2	24.71	0.075	1.875	3.26	Oui
RDC	(40×40)	18.47	0.2	24.71	0.075	1.875	3.26	Oui

I.1.2. Armatures transversales :

D'après le RPA99 version2003 [Art A.7.4.2.2] les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a . t . T_u}{h_I . f_e}$$

T_u : effort tranchant

h_I : hauteur totale de la section brute

t : espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10\ cm \text{zone nodale} \\ Min[b_1/2\ ;\ h_1/2\ ; 10\emptyset_l] \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: diamètre minimale des armatures longitudinales

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

$$\rho_a = 2.5 \qquad si \quad \lambda > 5$$

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

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

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.3\% \quad si \quad \lambda > 5$$

$$0.3\% \leq \frac{A_t}{t.b_1} \leq 0.8\% \quad si \quad 3 \leq \lambda \leq 5$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.8\% \quad si \quad \lambda \leq 3$$

Tableau V.20 *Ferraillage transversal des poteaux*

Niveau	*Section* (cm^2)	T_u (kN)	λ	*Zone*	$S_t(cm)$ *RPA*	$A_{t\ calc}$ (cm^2)	$S_{t.choisie}$ (cm)	$A_{t.choisie}$ (cm^2)
$5^{éme}$	(30×30)	30.68	18.53	Nodale	10	1.2	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.76	15	4Ø8=2.01
$4^{éme}$	(30×30) (	30	21.18	Nodale	10	1.05	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.65	15	4Ø8=2.01
$3^{éme}$	(35×35)	29.74	21.18	Nodale	10	1.05	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.65	15	4Ø8=2.01
$2^{éme}$	(35×35)	25.31	24.71	Nodale	10	0.9	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.36	15	4Ø8=2.01
$1^{ér}$	(30×30)	27.84	24.71	Nodale	10	0.9	10	4Ø8=2.01
				Courante	14	1.36	15	4Ø8=2.01
RDC	(30×30)	*18.47*	24.71	Nodale	10	0.9	10	4Ø8=2.01
				Courante	16	1.36	15	4Ø8=2.01

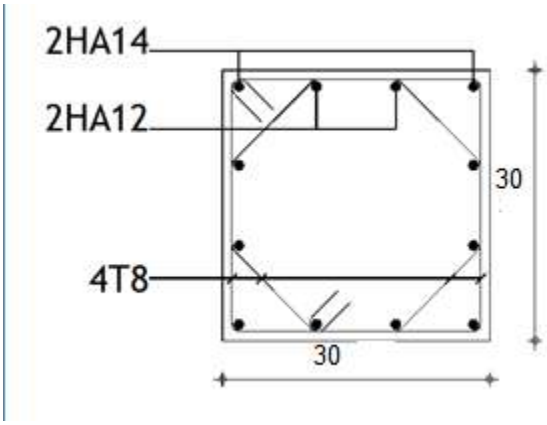


Figure V.08. *Ferraillage poteaux* (30×30)

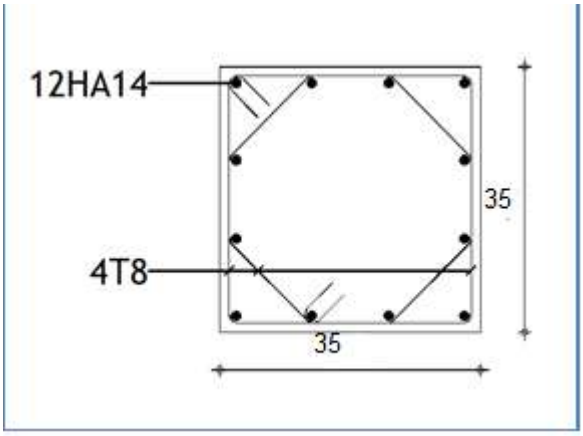


Figure V.09. *Ferraillage poteaux* (35×35)

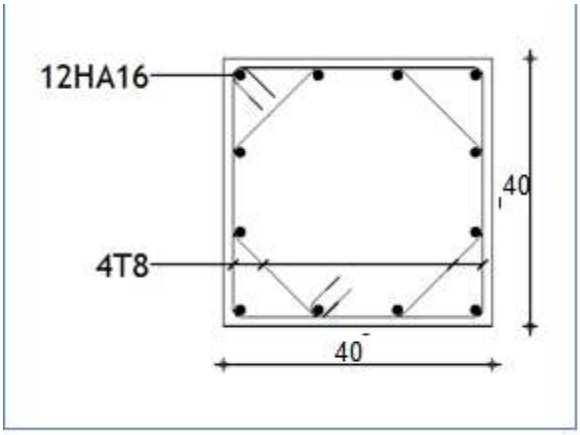


Figure V.10. *Ferraillage poteaux* (40×40)

La zone de recouvrement des poteaux est :

$$L_r = 50\ \emptyset = \begin{cases} 70\ \text{cm pour } \emptyset = 14\text{mm} \\ 80\ \text{cm pour } \emptyset = 16\text{mm} \end{cases}$$

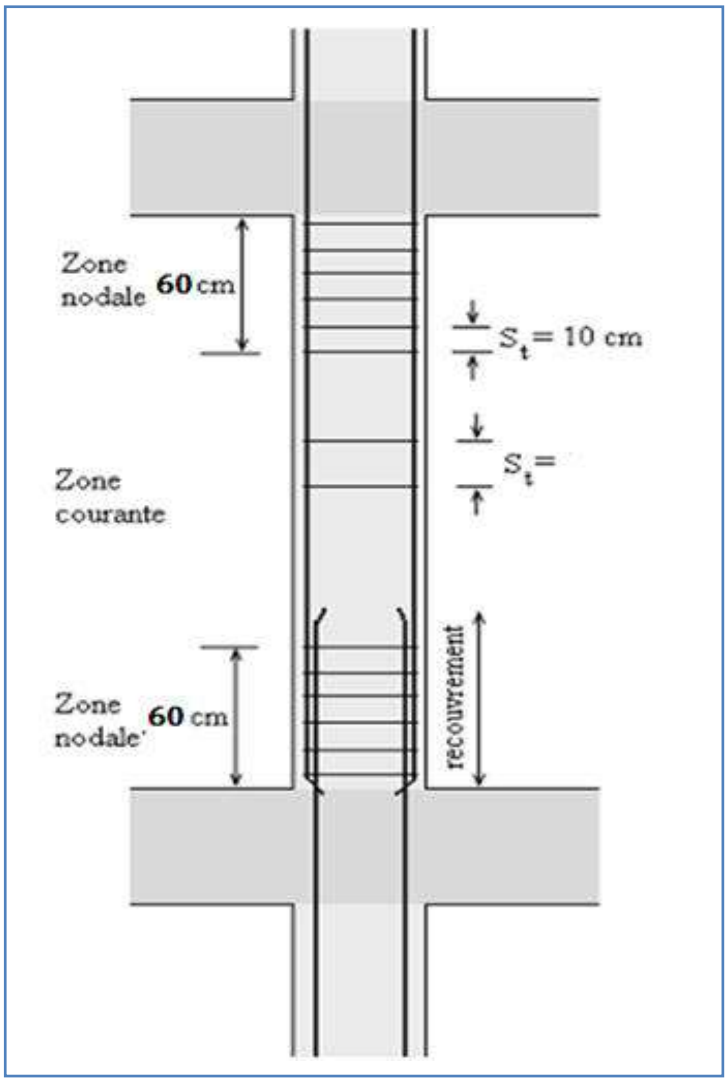


Figure V.11. *Disposition des armatures dans les poteaux*

V.2.5.FERRAILLAGE DES VOILES :

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

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

V.2.5.1.Les voiles pleins :

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

V.2.5.2.Voiles avec files d'ouvertures:

V.2.5.2.1..Les trumeaux:

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé CBA93.

- Le calcul en flexion composé avec M et N permet de déterminer les aciers verticaux.
- Le calcul en effort tranchant V permet de déterminer les aciers horizontaux.

V.2.5.2.2.Les linteaux :

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

$$On\ \text{à}\ :\qquad \tau_b = \frac{1.4\ V_u}{b_0 \times d}$$

On distingue deux cas :

a) Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$:

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

b) Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$:

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D)à disposer obligatoirement.

V.2.5.3.Recommandation selon les règlements :

V.2.5.3.1Armatures verticales :

a) Selon le CBA93 :

$$0.1\% \leq \frac{2A_v}{a.b} \leq 5\%$$

A_v : Section d'armatures verticales

a : épaisseur du voile

b : largeur de la zone tendue du voile

b) Selon leRPA99 version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ :

$A_{min} \geq 0.20\% \times B_t$ (B_t: la section horizontale tendue du voile).

$A_{min} \geq 0.15\% \times B$ (B: lasection globale du voile).

$A_{min} \geq 0.10\% \times B_c$ (B_c: lasection courante du voile).

$S_v \leq Min[1.5a\ ;\ 30cm]$ (S_v: l'espacement des barres verticales).

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ S_v/2 & \text{(zone d'extrémité= } L/10\text{)} \end{cases}$$

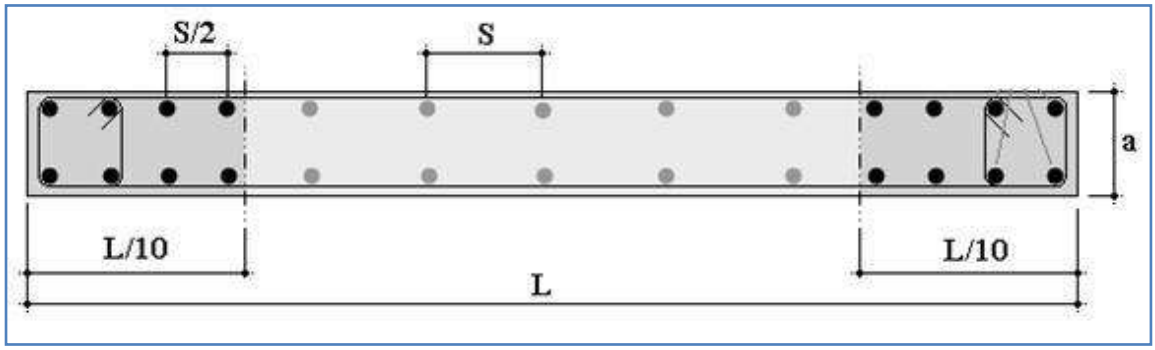


Figure V.12. *Disposition des armatures verticales des voiles*

V.2.5.3.2.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 ".

a) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales

$$S_h \leq Min[0.9d\ ;\ 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h.f_e}{0.4\ a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9\ f_e}{\gamma_s.a.\tau_b}$$

$$\overline{\tau_b} = Min\left[0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right] \quad (fissuration\ préjudiciable)$$

b) Selon le RPA99 version2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h.h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\ ;\ 30cm]$$

V.2.5.3.3.Armatures transversales :

les armatures transversales des voiles sont des armatures rondes lisses de nuance FeE235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures. Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Autres recommandations : (CBA93 et RPA99 version2003)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40∅ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20∅ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10∅dans l'extrémité de l'armature.

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

Tableau V.21 *Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$	$f_{c28} = 25\ MPa$	$Fe\ E400$
$\sigma_b = 14.17\ MPa$	$\sigma_s = 348\ MPa$	$\sigma_b = 18.48\ MPa$	$\sigma_s = 400\ MPa$

V.2.5.4.Ferraillage des voiles pleins :

V.2.5.4.1.Armatures verticales :

Tableau V.22 *Calcul des armatures verticales des voiles pleins*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{calculée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V1	20 × 380	956.26	2781.33	18	15	2×24HA10=18.85
	V2	20 × 285	1050.71	1214.82	14.2	15	2× 10HA10=15.71
	V3	20 × 300	1873.99	1631.11	14.8	15	2×10HA10=15.71
	V4	20 × 320	977.78	1221.14	15.6	15	2×10HA10=15.71
1ème Etage	V1	20 × 380	888.86	2189.79	18	15	2×24HA10=18.85
	V2	20 × 285	799.76	672.82	14.2	15	2×10HA10=15.71
	V3	20 × 300	1580.47	1322.91	14.8	15	2×10HA10=15.71
2ème et 3ème Etage	V1	20 × 380	803.16	1756.50	14.2	15	2×10HA10=15.71
	V2	20 × 285	639.81	6174.48	14.2	15	2×10HA10=15.71
	V3	20 × 300	1288.89	1142.22	14.8	15	2×10HA10=15.71
4ème et 5ème étage	V1	20 × 380	517.58	842.98	18	15	2×24HA10=18.85
	V2	20 × 285	367.62	3548.88	14.2	15	2×10HA10=15.71
	V3	20 × 300	633.65	668.29	14.8	15	2×10HA10=15.71

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\ MPa \qquad et \qquad \overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.\, f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$$

Alors on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.23 *Vérification des contraintes à l'E.L.S*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V1	20 × 380	800.63	79.73	2×9.42=18.85	0.9	12.8	Oui
	V2	20 × 285	628.16	14.71	2× 7.85=15.71	0.8	11.6	Oui
	V3	20 × 300	690.31	40.07	2×7.85=15.71	0.9	12.8	Oui
	V4	20 × 3,20	728.86	910.90	2×7.85=15.71	2.1	31.7	Oui
1^{er} Etage	V1	20 × 380	737.82	68.30	2×9.42=18.85	0.8	12.6	Oui
	V2	20 × 285	568.56	6.89	2×7.85=15.71	0.7	11.2	Oui
	V3	20 × 300	619.64	32.49	2×7.85=15.71	0.8	12.4	Oui
$2^{ème}$ et $3^{ème}$ Etage	V1	20 × 380	665.13	58.39	2×7.85=15.71	0.8	12.1	Oui
	V2	20 × 285	503.34	2.80	2×7.85=15.71	0.5	8.2	Oui
	V3	20 × 300	540.70	38.85	2×7.85=15.71	0.8	11.9	Oui
4 ème et $5^{ème}$ étage	V1	20 × 380	432.91	27.18	2×9.42=18.85	0.5	8	Oui
	V2	20 × 285	326.21	10.21	2×7.85=15.71	0.5	7.6	Oui
	V3	20 × 300	339.08	42.33	2×7.85=15.71	0.6	8.6	Oui

Tableau V.24 *Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
RDC	V1	20 × 380	2×24HA10=18.85	7.6	11.4	Oui
	V2	20 × 285	2× 10HA10=15.71	5.7	8.55	Oui
	V3	20 × 300	2×10HA10=15.71	6	9	Oui
	V4	20 × 320	2×10HA10=15.71	6.4	9.6	Oui
1^{er} Etage	V1	20 × 380	2×24HA10=18.85	7.6	11.4	Oui
	V2	20 × 285	2×10HA10=15.71	5.7	8.55	Oui
$2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V1	20 × 380	2×10HA10=15.71	7.6	11.4	Oui
	V2	20 × 285	2×10HA10=15.71	5.7	8.55	Oui
	V3	20 × 300	2×10HA10=15.71	6	9	Oui
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V1	20 × 380	2×24HA10=18.85	7.6	11.4	Oui
	V2	20 × 285	2×10HA10=15.71	5.7	8.55	Oui
	V3	20 × 300	2×10HA10=15.71	6	9	Oui

V.2.5.4.2.Armatures horizontales :

Tableau V.25 *Calcul des armatures horizontales des voiles pleins*

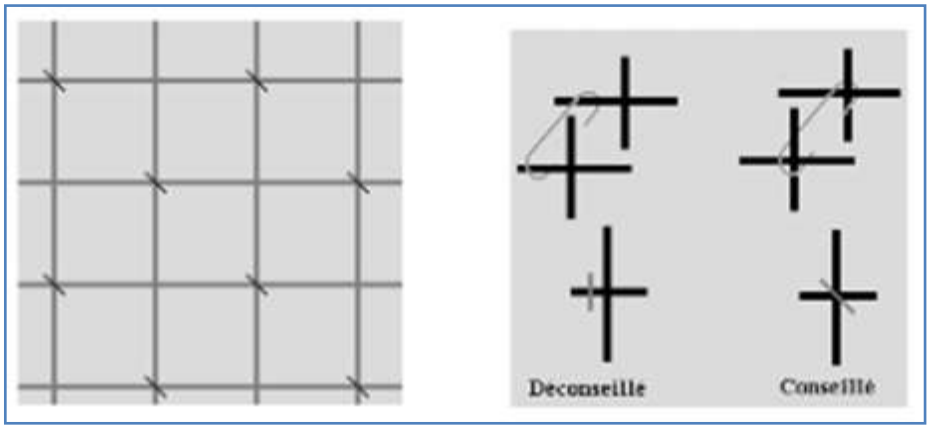
Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$S_t\ (cm)$	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)
RDC	V1	20×380	11.78	15	2×7HA10=11.00
	V2	20×285	11.78	15	2×7HA10=11.00
	V3	20×300	11.78	15	2×7HA10=11.00
	V4	20×320	11.78	15	2×7HA10=11.00
1^{er} Etage	V1	20×380	10.45	15	2×7HA10=11.00
	V2	20×285	10.45	15	2×7HA10=11.00
$2^{ème}$ et $3^{ème}$	V1	20×380	10.45	15	2×7HA10=11.00
	V2	20×285	10.45	15	2×7HA10=11.00
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V1	20×380	10.45	15	2×7HA10=11.00
	V2	20×285	10.45	15	2×7HA10=11.00

V.2.5.4.3.Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles). Ces derniers sont destinés pour empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

Dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \emptyset_v/3$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$\emptyset_v = 10mm \quad \Rightarrow \quad \emptyset_t \geq 10/3 = 3.33mm \quad \Rightarrow \quad On\ adopte : \emptyset_t = 6mm.$



La zone de recouvrement des voiles est : $L_r = 50\ \emptyset = 50\ cm$

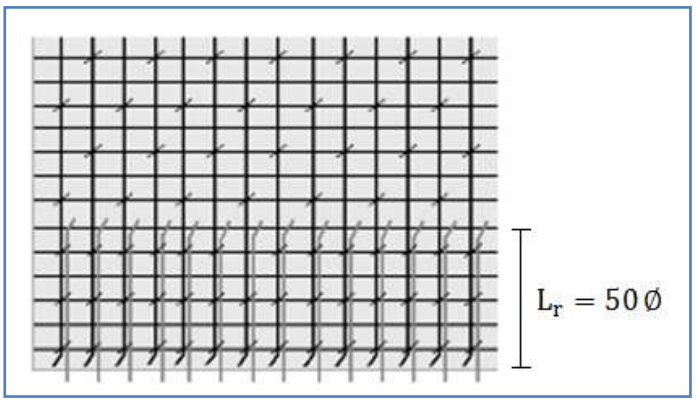


Figure V.14. *La zone de recouvrement des voiles*

V.2.5.5.Ferraillage des voiles avec files d'ouvertures:

I.1.2.1. Les trumeaux :

I.1.2.1.1. Armatures verticales :

Tableau V.26 *Calcul des armatures verticales des trumeaux*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{calculée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
1^{er} Etage	V3	20×300	4054.15	1765.20	14.70	15	2×7HA12=15.84
	V4	20×320	378.51	896.41	15.2	15	2×7HA12=15.84
$2^{ème}$ et $3^{ème}$ Etage	V3	20×300	497.77	287.48	14.70	15	2×7HA12=15.84
	V4	20×320	1384.68	4823.03	14.8	15	2×7HA12=15.84
$4^{ème}$ et $5^{ème}$étage	V3	20×300	6717.48	3326.67	14.70	15	2×7HA12=15.84
	V4	20×320	742.64	2648.25	14.4	15	2×7HA12=15.84

Tableau V.27 *Vérification des contraintes à l'E.L.Sdes trumeaux*

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
$1^{ère}$ étage	V3	20×300	82.62	36.46	2×7.92	0.1	2.8	Oui
	V4	20×320	88.56	11.81	2×7.92	0.1	1.9	Oui
$2^{ème}$ et $3^{ème}$ Etage	V3	20×300	87.36	22.00	2×7.92	0.1	2.5	Oui
	V4	20×320	82.44	10.77	2×7.92	0.1	1.1	Oui
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V3	20×300	56.18	11.42	2×7.92	0.1	1.5	Oui
	V4	20×320	54.69	5.90	2× 7.92	0.1	1.3	Oui

Tableau V.28 *Vérification selon les règlements CBA93 et RPA99 version2003*

Niveau	*Voile*	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
1ère étage	V3	20×300	2×7HA12=15.84	6.4	9.6	Oui
	V4	20×320	2×7HA12=15.84	6.4	9.6	Oui
2ème et 3ème Etage	V3	20×300	2×7HA12=15.84	6.4	9.6	Oui
	V4	20×320	2×7HA12=15.84	6.4	9.6	Oui
4ème et 5ème Etage	V3	20×300	2×7HA12=15.84	6.4	9.6	Oui
	V4	20×320	2×7HA12=15.84	6.4	9.6	Oui

I.1.2.1.2. Armatures horizontales :

Tableau V.29 *Calcul des armatures horizontales des trumeaux*

Niveau	*Voile*	$S\ (cm^2)$	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$S_t\ (cm)$	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)
1ère étage	V3	20×300	10.21	20	2×7HA10=10.98
	V4	20×320	10.45	20	2×7HA10=10.98
2ème et 3ème Etage	V3	20×300	10.21	20	2×7HA10=10.98
	V4	20×320	10.45	20	2×7HA10=10.98
4ème et 5ème *E*étage	V3	20×300	10.21	20	2×7HA10=10.98
	V4	20×320	10.45	20	2×7HA10=10.98

I.1.2.2. Les linteaux :

I.1.2.2.1. Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$:

a) Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{(h - 2d').f_e}$$

$$M = 1.4\, M_u$$

h : La hauteur totale du linteau.

d' : La distance d'enrobage.

b) Aciers transversaux :

$$\lambda = \frac{l}{h} \begin{cases} \lambda > 1 \Rightarrow \text{linteaux longs} \\ \lambda \leq 1 \Rightarrow \text{linteaux courts} \end{cases}$$

l : portée du linteau.

Linteaux longs :

$$S \leq \frac{A_t \,.f_e(h - 2d')}{1.4\, V_u}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

Linteaux courts :

$$S \leq \frac{A_t \,.f_e.l}{V + A_t \,.f_e}$$

$$V = Min\left[2V_u \;;\; \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}\right]$$

Avec M_{ci}et M_{cj}moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij}et calculés par :

$$M_c = A_l \,.f_e(h - 2d')$$

I.1.2.2.2. Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$:

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \, sin\alpha} \qquad ; \qquad tg\alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

Ferraillage minimal selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ :

$$(A_l \, ; A'_l) \geq 0.0015 \; b.h$$

$$A_c \geq 0.0020 \; b.h$$

$$A_t \geq 0.0015 \; b.S \qquad si \quad \tau_b \leq 0.025 \; f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0025 \; b.S \qquad si \quad \tau_b > 0.025 \; f_{c28}$$

$$A_D \geq 0.0015 \; b.h \qquad si \quad \tau_b > 0.06 \; f_{c28}$$

$$A_D \geq 0 \qquad si \quad \tau_b \leq 0.06 \; f_{c28}$$

Tableau V.30 *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux*

Niveau	Voile	e $(cm$	h (cm)	l (cm)	V (kN)	M $(kN.m)$	τ_b $(MPa$	Mode de travail
1^{er}- $2^{ème}$	V3	20	166	120	781.55	99.46	2.62	Traction/compression
	V4	20	166	120	858.24	101.88	2.87	Traction/compression
$2^{ème}$ - $3^{ème}$	V3	20	166	120	631.27	92.33	2.11	Traction/compression
	V4	20	166	120	635.12	95.41	2.13	Traction/compression
$3^{ème}$ - $4^{ème}$	V3	20	166	120	332.04	80.51	1.11	Flexion simple
	V4	20	166	120	426.24	84.532	1.43	Flexion simple
$4^{ème}$ - $5^{ème}$	V3	20	166	120	309.47	76.20	1.04	Flexion simple
	V4	20	166	120	334.20	80.02	1.12	Flexion simple
$5^{ème}$	V3	20	166	120	292.27	54.23	0.98	Flexion simple
	V4	20	166	120	299.88	58.27	1.00	Flexion simple
	V4	20	83	120	250.64	52.15	1.68	Traction/compression

Tableau V.31 *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux*

Niveau	Voile	$A_{calculée}\ (cm^2)$				$A_{choisie}\ (cm^2)$			
		A_l	A_t	A_c	A_D	A_l(cm²)	A_t(cm²)	A_c(cm²)	A_D(cm²)
1^{er}-$2^{ème}$	V3	4.98	0.56	6.64	13.25	4HA14=6.16	2HA8=1.01	14HA10=11	8HA14=12.32
	V4	4.98	0.56	6.64	13.25	4HA14=6.16	2HA8=1.01	14HA10=11	8HA14=12.32
$2^{ème}$ - $3^{ème}$	V3	4.98	0.56	6.64	9.75	4HA14=6.16	2HA8=1.01	14HA10=11	8HA14=12.32
	V4	4.98	0.56	6.64	9.81	4HA14=6.16	2HA8=1.01	14HA10=11	8HA12=9.05
$3^{ème}$ - $4^{ème}$	V3	1.70	0.79	/	/	4HA12=4.52	2HA10=1.57	/	/
	V4	1.79	0.79	/	/	4HA14=6.16	2HA10=1.57	/	/
$4^{ème}$ - $5^{ème}$	V3	1.61	0.79	/	/	4HA12=4.52	2HA10=1.57	/	/
	V4	1.69	0.79	/	/	4HA12=4.52	2HA10=1.57	/	/
$5^{ème}$ – $6^{ème}$	V3	1.15	0.79	/	/	2HA12=2.26	2HA10=1.57	/	
	V4	2.47	0.79	/	/	4HA14=6.16	2HA10=1.57	/	/
$6^{ème}$ étage	V3	4.98	0.56	6.64	3.60	4HA14=6.16	2HA8=1.01	14HA10=11	8HA12=9.05
	V4	4.98	0.56	6.64	3.87	4HA14=6.16	2HA8=1.01	14HA10=11	8HA14=12.32

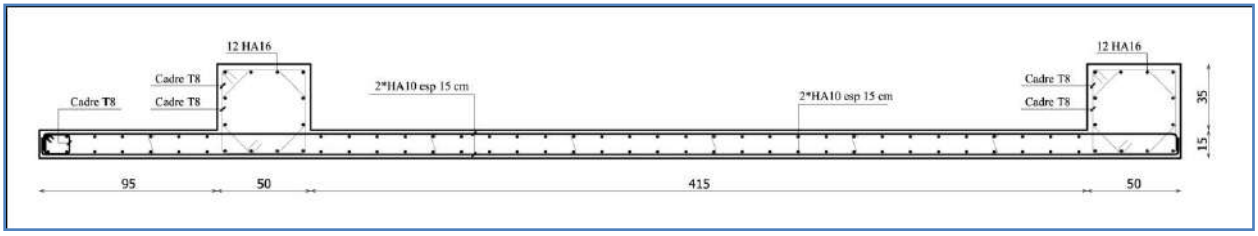


Figure V.15. *Ferraillage du voile V1 et V2*

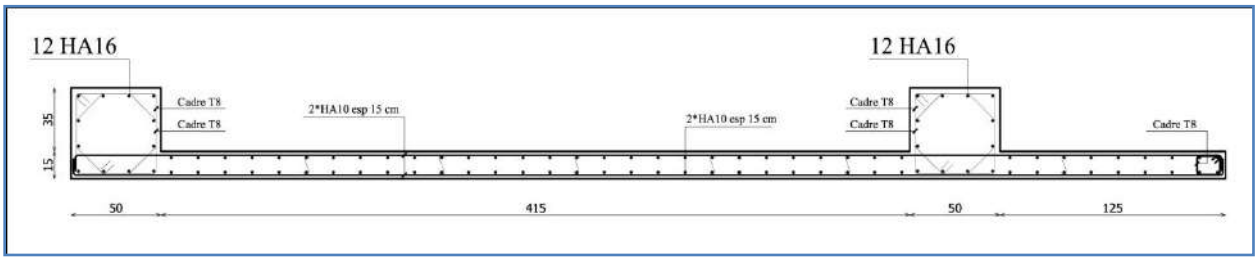


Figure V.16. *Ferraillage du voile V1 et V3*

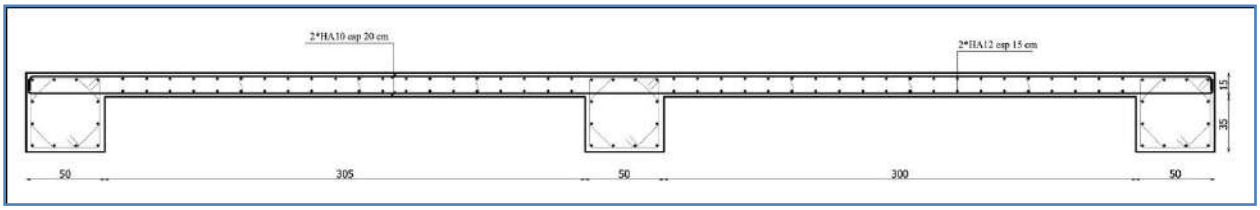


Figure V.17. *Ferraillage du voile V4 et V5*

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

I.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auxquelles elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

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

I.2. TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en trios 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, ...)
- Fondations semi profondes (puits)
- Fondations profondes (pieux)

I.3. CARACTERISTIQUES DU SOL :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire "SETAM de Médéa".

I.3.1. Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée q_L, est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement. Elle est donnée par :

$$q_L = R_P/\beta$$

Avec β : coefficient de portance compris entre 5 et 7.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prenne en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée q_{adm} et telle que : $q_{adm} = q_L/F$; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

En tenant compte de ces deux coefficients (β et F), la valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule :

$$q_{adm} = \frac{R_P}{25}$$

En tenant compte de la valeur adoptée de la résistance équivalente $\boldsymbol{R_p = 40\ bars}$ à partir de la profondeur z = 2.00m (voir ci-dessus), la valeur calculée de la pression admissible à partir de cette profondeur est :

$$\boldsymbol{q_{adm} = 1,60\ bars}$$

I.3.2. Ancrage des fondations :

L'assise des fondations, correspondante à la capacité portante adoptée supra, doit être au minimum égale à deux mètres (2.00m) à partir du niveau du terrain naturel ; soit :

$$\boldsymbol{D = 2,00m}$$

Les caractéristiques de ce sol sont : $\varphi = 22°$, $C = 0{,}43\ bars$, $\gamma_h = 19{,}80\ kN/m^3$

On doit justifier le choix du type de fondation correspondante à la capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 1.50\ bar$ avec un ancrage de 2.00 m du niveau du terrain naturel.

I.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux.

I.4.1. Semelle isolée sous poteau :

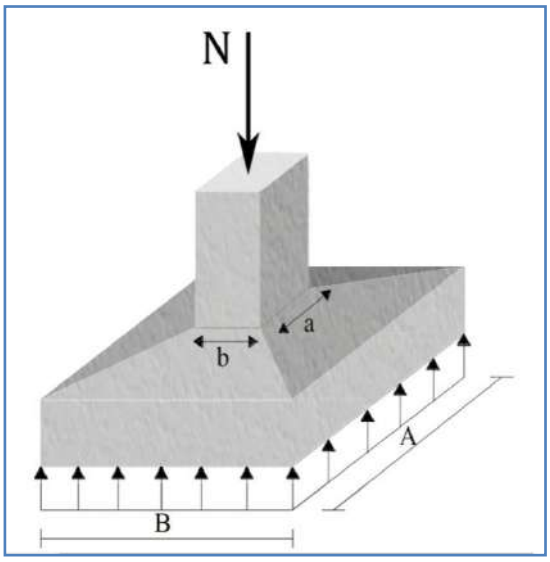


Figure VI.01. *Semelle isolée sous poteau*

$$S = A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad , \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad , \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \quad , \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

$$\sigma_{sol} = 1{,}5Bar \quad , \quad a = b = 40\ cm \quad , \quad c = 2{,}5\ cm$$

Tableau VI.01 *Dimensionnement des semelles isolées*

Semelle	N_{ser} (kN)	B (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)
S1	281.05	1.36	1.4	0.28	0.26
S2	420 ,59	1.67	1,8	0.38	0.36
S3	614,03	2,02	2,10	0.45	0.43

Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 1{,}5\ MPa$$

*Avec Psemelle=Bchoiser²*h*ρbéton*

$P_{amorces\ poteaux}$*=a*b*(D-h)*ρbéton*

$P_{remblai}$ *=a*b*γsol*(D-h)*

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ (MPa)	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
S1	281.05	13,72	6,88	5,44	1,96	0,16	Non
S2	420 ,59	30,78	6,48	5,13	3,24	0,14	Oui
S3	614,03	49,61	6,20	4,91	4,41	0,15	Oui

Le condition n'est pas vérifier il fautaugmenté Bchoisie

Semelle	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)
S1	1,9	0.40	0.38

Vérifications des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\boldsymbol{\sigma_{sol}}] = \mathbf{1,5\ MPa}$$

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ (MPa)	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
S1	281.05	36,1	6,4	5,06	4	0,10	Oui

Vérification du chevauchement des semelles :

$$L \geq \frac{1.5(B + B')}{2}$$

Tableau VI.02 *Vérification du chevauchement des semelles :*

	Semelle	$L\ (m)$	B	B'	$1{,}5(B1 + B)/2$	$L \geq$
X	S1-S2	2,23	1,9	1,9	2.85	C.N.V
	S2-S3	3,05	2,10	2,10	3,15	C.N.V

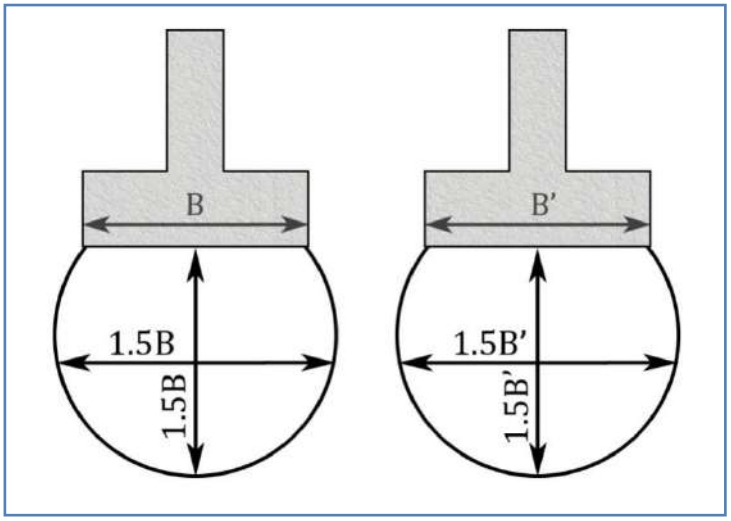


Figure VI.02. *Les bulles de pression*

Figure VI.03. *La proposition des semelles isolées*

Il y a un chevauchement des semelles, donc on passe aux semelles filantes.

I.4.2. Semelle filante sous voiles et poteaux :

I.4.2.1. Dimensionnement :

a) L'enrobage " e " :

Le sol ne peut donner qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$$

$[\sigma_{sol}] = 0.15\ MPa$ (donnée par le rapport du sol)

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \quad ; \quad S = (d_1 + L + d_2) \times B$$

L : La longueur total de la semelle filante mesurée entraxe des poteaux.

d_1 ; d_2 : le débord à gauche et à droite de la semelle filante.

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{\sum N_{ser}}{(d_1 + L + d_2) \times B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{(d_1 + L + d_2) \times [\sigma_{sol}]}$$

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$$d \geq \frac{B - b}{4} \quad , \quad h = d + c$$

d) Hauteur " e " du patin :

La hauteur " e " du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés.

$$e \approx \frac{h}{2} \text{ à } \frac{h}{3} \quad , \quad e \geq 6\emptyset + 6 \quad (\emptyset \text{ en } cm)$$

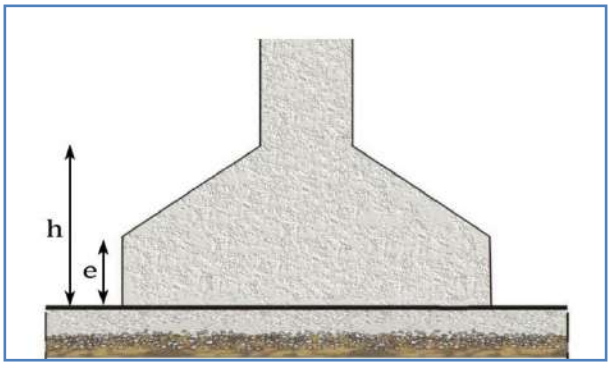


Figure VI.04. *Hauteur du patin "e" :*

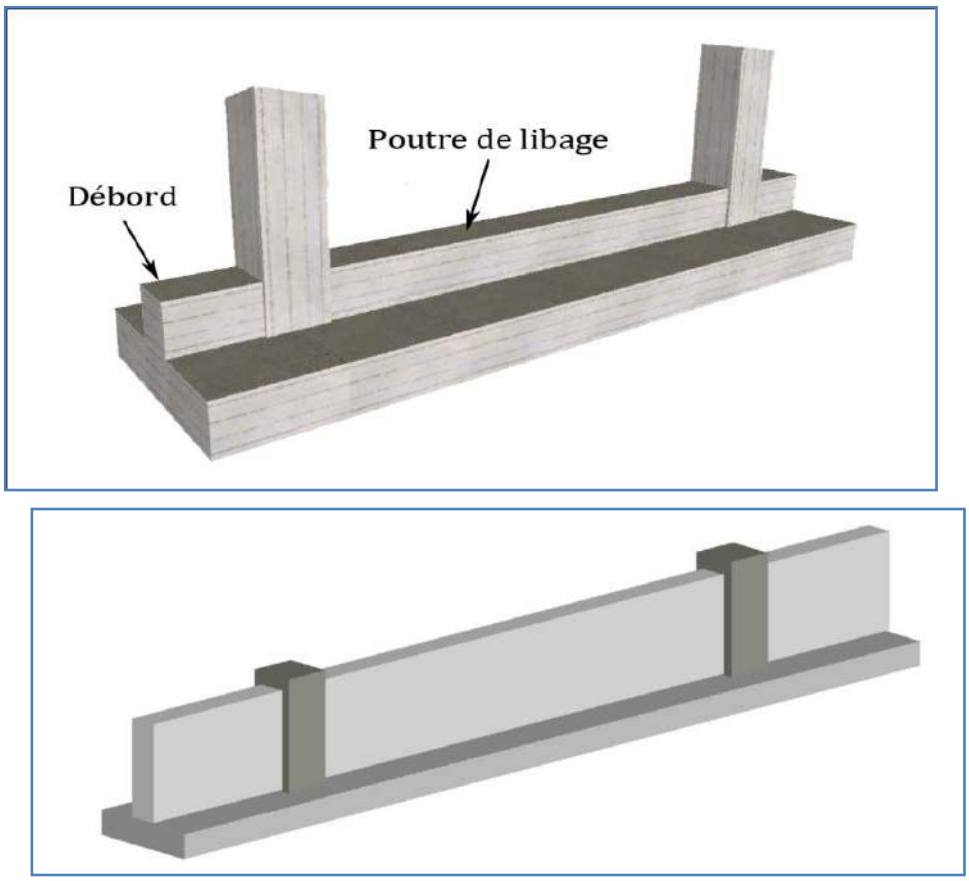


Figure VI.06. *Semelle filante sous voiles*

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids dessemelles, remblai et les amorces poteaux,les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.03 *Dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux*

Semelle	N_{ser} (kN)	L (m)	$B_{calculée}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)	d (m)
SF1	748,9	9,496	0,53	0,8	0,125	0,1
SF2	543,03	8,508	0,43	0,8	0,125	0,1
SF3	821,31	9,492	0,58	0,8	0,125	0,1
SF4	572,74	6,75	0,5	0,8	0,125	0,1
SF5	720,48	7,177	0,57	0,8	0,125	0,1
SF6	659,16	6,7	0,7	0,8	0,125	0,1
SF7	632,30	5,288	0,8	0,8	0,125	0,1
SF8	654,18	3,3	1,32	1,4	0,275	0,25
SF9	573,92	5,268	0,73	0,8	0,125	0,1

Vérifications des contraint

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0.15\ MPa$$

Tableau VI.04 *Vérification des contraintes des semelles filantes sous poteaux*

Semelle	N_{ser} (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ (MPa)	$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$
SF2	54 3,03	21,27	7,5	5,94	6,806	0.85	Oui
SF4	572,74	16,88	7,5	5,94	5,4	0.11	Oui
SF5	720,48	17,94	7,5	5,94	5,74	0,13	Oui
SF8	654,18	17,94	6,9	5,46	4,62	0,14	Oui
SF9	573,92	17,94	7,5	5,94	4,21	0,14	Oui

Il faut vérifier que : $\sigma_m \leq [\sigma_{sol}]$

On a :

$$\sigma_m = \frac{3\,\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{3\,e_0}{B}\right)$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A.B}\left(1 - \frac{6\,e_0}{B}\right) \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{6\,e_0}{B}\right)$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N} \quad ; \quad N = N_{ser} + P$$

$$P = (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai})$$

Tableau VI.05 *Détermination de N*

Semelle	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{amorces\ pot}$ (kN)	$P_{amorcesvoiles}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	P (kN)	N_{ser} (kN)	N (kN)
SF1	23,74	7,5	1,875	5,94	39,05	748,9	787,95
SF2	21,27	7,5	1,875	5,94	36,58	543,03	579,61
SF3	23,73	7,5	1,875	5,94	39,04	821,31	860,35
SF4	16,88	7,5	1,875	5,94	32,19	572,74	604,93
SF5	17,94	7,5	1,875	5,94	33,25	720,48	753,73
SF6	16,75	7,5	1,875	5,94	32,06	659,16	691,22
SF7	13,22	7,5	1,875	5,94	28,53	632,30	660,83
SF8	17,94	6,9	1,725	5,46	32,02	654,18	686,2
SF9	17,94	7,5	1,875	5,94	33,25	573,92	607,17

I.4.2.2. Ferraillage :

Pour les semelles filantes sous poteaux, on utilise pour le calcul de ferraillage la méthode des bielles, et pour les semelles filantes sous voiles la méthode des bielles ne peut être appliquée que si la différence entre la contrainte maximale σ_2 et la contrainte minimale σ_1 est inférieure au 2/3 de la contrainte moyenne σ_m .

Cette méthode admet que la charge N centrée agissante par unité de longueur du mur est transmise au sol par l'intermédiaire des bielles de béton inclinées.

Les armatures jouent le rôle de tirant puisqu'elles doivent équilibrer la composante horizontale de l'effort de compression dans la bielle.

a) Armatures principales " A " :

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$$F = \frac{N}{8}\frac{(B-b)}{d} \quad , \quad F = A.\bar{\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\bar{\sigma_s}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N.(B-b)}{8.d.\bar{\sigma_s}}$$

La semelle sera considéré comme isolée ayant un effort normal N le maximum entre les effort des poteaux liés à cette semelle filante, la dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre.

$$A = \frac{l_i + l_{i+1} + b}{2} \qquad ; \qquad N = Max[N_1\ ;\ N_2\ ;\ \ldots\ ;\ N_n]$$

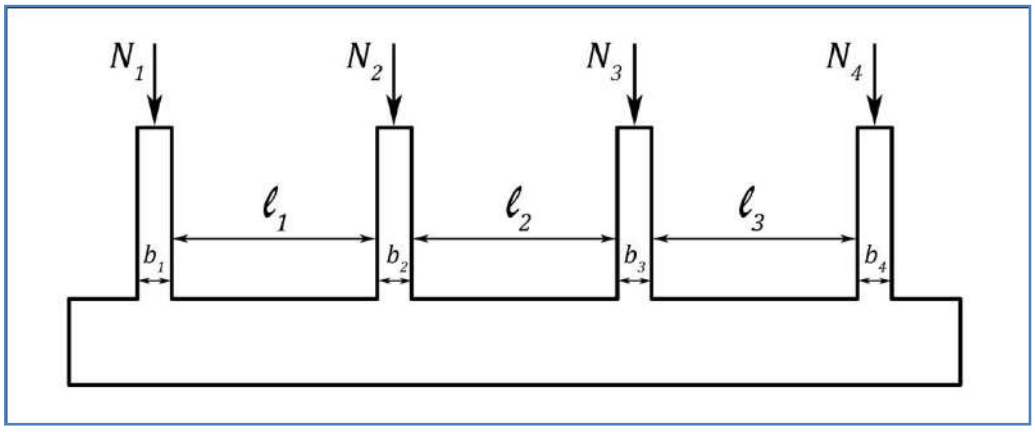


Tableau VI.06 *Armatures principales des semelles filantes sous poteaux*

Semelle	B (m)	A (m)	N_u (kN)	N_u/ml (kN/ml)	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)	Esp (cm)
SF2	0,8	4,45	1486,34	334,00	4,79	6HA12=6,79	20
SF4	0,8	3,57	783,07	219,34	2,10	6HA12=6,79	20
SF5	0,8	3,78	1976,66	522,92	5,12	6HA12=6,79	20
SF8	1,4	1,85	1801,59	973,83	5,33	6HA12=6,79	20
SF9	0,8	2,83	1577,9	557,61	4,93	6HA12=6,79	20

Tableau VI.07 *Armatures principales des semelles filantes sous voiles*

Semelle	B (m)	l (m)	N_u (kN)	N_u/ml (kN/ml)	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)	Esp (cm)
SF1	0,8	2,22	497,340	224,02	1,31	6HA12=6,79	20
SF3	0,8	2,22	594,198	267,65	1,31	6HA12=6.79	20
SF6	0,8	3,00	726,561	242,187	1,7	6HA12=6,79	20
SF7	0,8	2,23	687,77	308,41	1,31	6HA12=6.79	20

b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_{rép} = \frac{A \times B}{4} \quad ; \quad B\ en\ [m] \quad , \quad A\ et\ A_{rép}\ en\ [cm^2]$$

Tableau VI.08 *Armatures de répartition*

Semelle	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF1	1,36	4HA12=4,52	20
SF2	1,36	4HA12=4,52	20
SF3	1.36	4HA12=4,52	20
SF4	1.36	4HA12=4,52	20
SF5	1.36	4HA12=4,52	20
SF6	1.36	4HA12=4,52	20
SF7	1.36	4HA12=4,52	20
SF8	2,37	7HA12=7,92	20
SF9	1,36	4HA12=4,52	20

c) Longueur de scellement " l_s" :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement " l_s " avec la largeur de la semelle " B ".

$$l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4\ \tau_s} \quad , \quad \tau_s = 2.8\ MPa$$

- $l_s > B/4$: Ancrage courbe.
- $B/8 \leq l_s \leq B/4$: Ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s < B/8$: On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur 0.71 B ou alterner des barres de longueur 0.86 B.

Tableau VI.09 *Longueur de scellement*

Semelle	$Ø\ (mm)$	$l_s\ (cm)$	$B/8\ (cm)$	$B/4\ (cm)$	Ancrage
SF1	12	42.86	10	20	Courbe
SF2	12	42.86	10	20	Courbe
SF3	12	42.86	10	20	Courbe
SF4	12	42,86	10	20	Courbe
SF5	12	42.86	10	20	Courbe
SF6	12	42.86	10	20	Courbe
SF7	12	42,86	10	20	Courbe
SF8	12	42.86	17,5	35	Courbe
SF9	12	42.86	10	20	Courbe

Conclusion :

Dans toutes les semelles, les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

I.4.3. Poutre de libage :

I.4.3.1. Dimensionnement :

La poutre de libage utilisée pour rigidifier la semelle et pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle.

Elle travaille en flexion simple comme des poutres renversées. Sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoit l'inégalité suivante à vérifier.

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4\,E.I}{k.b}} \quad ; \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48\,l^4\,k}{\pi^4.E}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton ($E = 10818.87\ MPa$)

l : La plus grande travée

k : Coefficient de raideur du sol ($k = 4\ kg/cm^3$)

I : Moment d'inertie de la poutre de libage ($I = b.{h_p}^3/12$)

b : Largeur de la poutre de libage égale à la largeur du poteau

h_p : Hauteur de la poutre de libage

Remarque :

La hauteur " h_p" de la poutre de libage est généralement largement supérieure à la hauteur "h" de la semelle. Dans le cas contraire ($h_p < h$), on adoptera comme hauteur de la poutre de libage $h_p = h$.

Les poutres de libage (PL3 ,PL4 , PL5 et PL6) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes (SF3,SF4 , SF5 et SF6) respectivement .

Tableau VI.10 *Dimensionnement des poutres de libages*

Elément	$b\ (m)$	$l\ (m)$	$h_p(m)$	$I\ (cm^4)$	$\frac{\pi}{2}l_e\ (m)$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
PL1	0,40	3,7	1,2	7200000	5,53	Oui
PL2	0,40	3,7	1,2	7200000	5,53	Oui
PL3	0,40	3,7	1,2	7200000	5,53	Oui
PL4	0,40	3,7	1,2	7200000	5,53	Oui
PL5	0,40	3,7	1,2	7200000	5,53	Oui
PL6	0,40	3,7	1,2	7200000	5,53	Oui
PL7	0,40	3,7	1,2	7200000	5,53	Oui
PL8	0,40	3,7	1,2	7200000	5,53	Oui
PL9	0,40	3,7	1,2	7200000	5,53	Oui

I.4.3.2. Ferraillage :

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie " q ". Cette charge sera égale à la somme de toutes les charges concentrées ($\sum$ Ni) dans les poteaux et provenant de la superstructure divisée par la longueur totale " L " de la poutre de libage.

$$q = \frac{\sum N_i}{L}$$

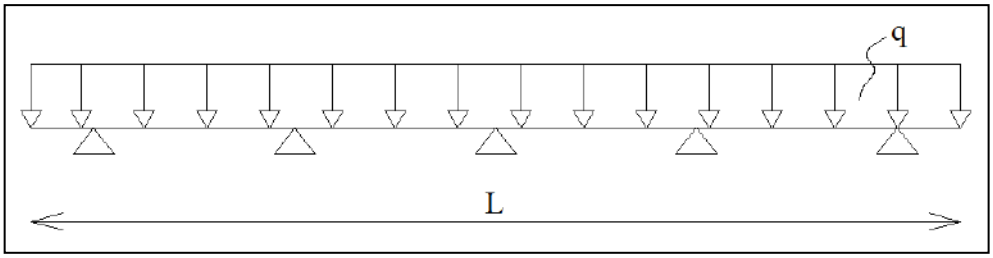


Tableau VI.11 *Détermination des sollicitations*

Elément	$l\ (m)$	$\sum N_u\ (kN)$	$\sum N_{ser}\ (kN)$	$q_u\ (kN/ml)$	$q_{ser}\ (kN/ml)$
PL1	9.4	871.54	639.33	92.71	68.01
PL2	12.25	1988.88	1451.38	162.36	118.48
PL3	12.25	2907.55	2116.92	237.35	172.81
PL4	22.25	5359.93	3285.03	240.89	147.64
PL5	22.25	5692.83	3966.93	296.31	178.29
PL6	22.25	4443.74	3242.19	199.72	145.72
PL7	22,25	4442,12	3141,20	270,13	140,32
PL8	22,25	4412,74	3280,19	190,17	154,15
PL9	12.81	1552.88	1154.34	121.22	90.11

Remarque :

La section d'armatures inférieures est calculée à l'aide du moment négatif maximum à l'appui.

La section d'armatures supérieures est calculée à l'aide du moment positif maximum en travée.

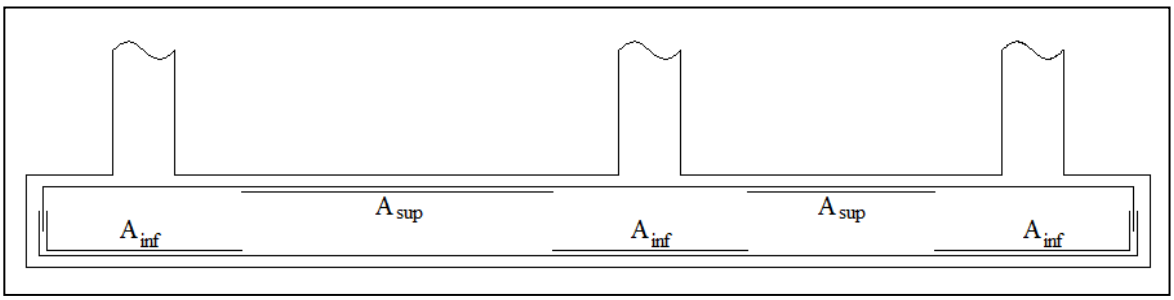


Figure VI.07. *Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures*

a) Armatures longitudinales :

Le calcul d'armatures longitudinales est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 *Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage*

Semelle		$M_u\ (kN.m)$	$d\ (cm)$	$A\ (cm^2)$	$A'\ (cm^2)$	$A_{choisie}\ (cm^2)$
PL1	Travée	79.26	117	3.9	0	4HA14 =6.15
	Appui	-99	117	3.9	0	4HA14 =6.15
PL2	Travée	88.76	117	3.9	0	4HA14 =6.15
	Appui	-145.5	117	5.2	0	4HA14 =6.15
PL3	Travée	123.85	117	4.4	0	4HA14 =6.15
	Appui	-215.42	117	7.8	0	4HA14+ch2HA14=9.23
PL4	Travée	272.03	117	9.9	0	4HA14+ch3HA14=10.77
	Appui	-372.37	117	13.7	0	4HA14+ch6HA14=15.38
PL5	Travée	281.05	117	10.2	0	4HA14+ch3HA14=10.77
	Appui	-393.79	117	14.5	0	4HA14+ch6HA14=15.38
PL6	Travée	228.3	117	8.2	0	4HA14+ch3HA14=10.77
	Appui	-312.47	117	11.4	0	8HA12+ch4HA12=13.57
PL7	Travée	90.21	117	3.9	0	4HA14+2HA14=9.23
	Appui	-107.36	117	3.9	0	4HA14+2HA14=9.23
PL8	Travée	79.26	117	3.9	0	4HA14 =6.15
	Appui	-99	117	3.9	0	4HA14 =6.15
PL9	Travée	88.76	117	3.9	0	4HA14 =6.15
	Appui	-145.5	117	5.2	0	4HA14 =6.15

I.4.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Après le choix des armatures longitudinalbes, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser}.

- Béton :

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\ MPa$, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier :

La fissuration est préjudiciable, donc :

$\bar{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.\, f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$

Tableau VI.13 *Vérification des contraintes à l'E.L.S*

Semelle		$A_{choisie}\ (cm^2)$	$M_u\ (kN.m)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\sigma_s\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PL1	Travée	6.15	64.03	4.85	180.93	5HA20+ch4HA20 =28.27
	Appui	6.15	-79.97	5.54	171.96	5HA20+ch7HA20 =37.70
PL2	Travée	6.15	68.23	5.63	174.67	5HA20+ch7HA20 =37.70
	Appui	6.15	-118.69	6.72	188.74	5HA20+ch9HA20 =43.98
PL3	Travée	6.15	93.66	5.69	198.48	5HA20+ch5HA20 =31.42
	Appui	9.23	-162.9	5.71	177.22	5HA20+ch7HA20 =37.70
PL4	Travée	10.77	172.9	3.30	172.15	8HA20=25.13
	Appui	15.38	-237.7	3.71	190.17	8HA20=25.13
PL5	Travée	10.77	188.03	4,62	196,15	5HA20+ch5HA20 =31.42
	Appui	15.38	-263.46	5,50	177,82	5HA20+ch7HA20 =37.70
PL6	Travée	10.77	233.9	5,76	170,55	5HA20+ch7HA20 =37.70
	Appui	13.57	-170.89	6,61	190,17	8HA20=25.13
PL7	Travée	9.23	71.17	5,60	188,18	5HA20+ch9HA20 =43.98
	Appui	9.23	-97.41	5,71	160,19	8HA20=25.13
PL8	Travée	6.15	93.66	5.69	198.48	5HA20+ch5HA20 =31.42
	Appui	9.23	-162.9	5.71	177.22	5HA20+ch7HA20 =37.70
PL9	Travée	10.77	172.9	3.30	172.15	8HA20=25.13
	Appui	15.38	-237.7	3.71	190.17	8HA20=25.13

b) Armatures transversales :

Le calcul d'armatures transversales et leurs espacement est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 *Armatures transversales de la poutre de libage*

Elément	$V_u\ (kN)$	$\tau_u\ (MPa)$	$\overline{\tau_u}\ (MPa)$	$A_t\ (cm^2)$	Espacement	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	144.45	0.56	2.50	6HA8=2.51	10	15
PL2	243.11	0.95	2.50	6HA8=2.51	10	15
PL3	343.45	1.34	2.50	6HA8=2.51	10	15
PL4	591.68	2.31	2.50	8HA8=4.02	10	15
PL5	620.76	2.42	2.50	8HA8=4.02	10	15
PL6	509.03	1.98	2.50	6HA8=2.51	10	15
PL7	198.45	0.77	2.50	6HA8=2.51	10	15
PL8	490,12	2,34	2,50	8HA8=4.02	10	15
PL9	613,01	0,89	2,50	6HA8=2.51	10	15

c) Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm^2/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si $h \geq 60\ cm$
- 4 barres si $h \geq 70\ cm$
- 6 barres si $h \geq 80\ cm$

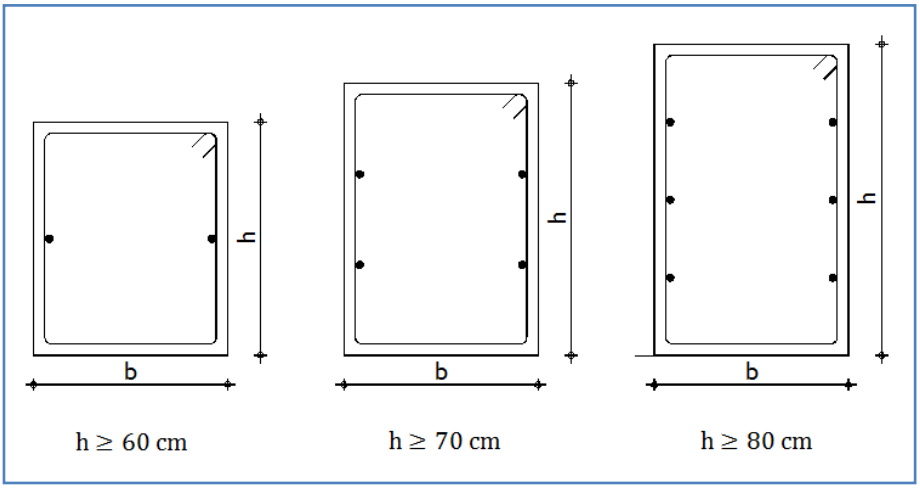


Figure VI.08. *Armatures de peau*

Dans notre projet, on a une hauteur h = 120 cm, donc on utilise des armatures de peau 6HA16 = 12.06 cm^2.

I.5. 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, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et relie les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

I.5.1. Dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont $(25 \times 30)\ cm^2$. On a choisi une section de dimensions $(30 \times 30)\ cm^2$.

I.5.2. Ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \quad ; \quad A = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

N_u : effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α : coefficient du site en fonction de la zone sismique $\alpha = 10\ (zone\ III)$

I.5.2.1. Armatures longitudinales :

- Selon le CBA93 : $A_{min} = 0.1\%\ b.h = 0.001 \times 30 \times 30 = 0.90\ cm^2$

- Selon le RPA99 version2003 : $A_{min} = 0.6\%\ b.h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.40\ cm^2$

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{947{,}11}{10} = 94{,}71\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83\ MPa$$

$$A = \frac{94{,}71 \times 10^3}{347.83} = 272{,}28\ mm^2 \quad \Rightarrow \quad A = 2{,}72\ cm^2$$

On adopte pour le ferraillage longitudinal des longrines : $A = 3HA14 = 4{,}62\ cm^2$

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

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$$

$$N_{ser} = 687{,}77\ kN \ ;\ F = \frac{687{,}77}{10} = 68{,}77\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} = \frac{68{,}77 \times 10^3}{924} = 148{,}85\ MPa$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

I.5.2.2. Armatures transversales :

$$A_t = 0.003\ S_t'.b$$

On choisitl'espacement$S_t' = 15\ cm$, donc : $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 \quad \Rightarrow \quad A_t = 1.35\ cm^2$

On adopte pour le ferraillage transversal des longrines : $A_t = 4\emptyset 8 = 2.01\ cm^2$

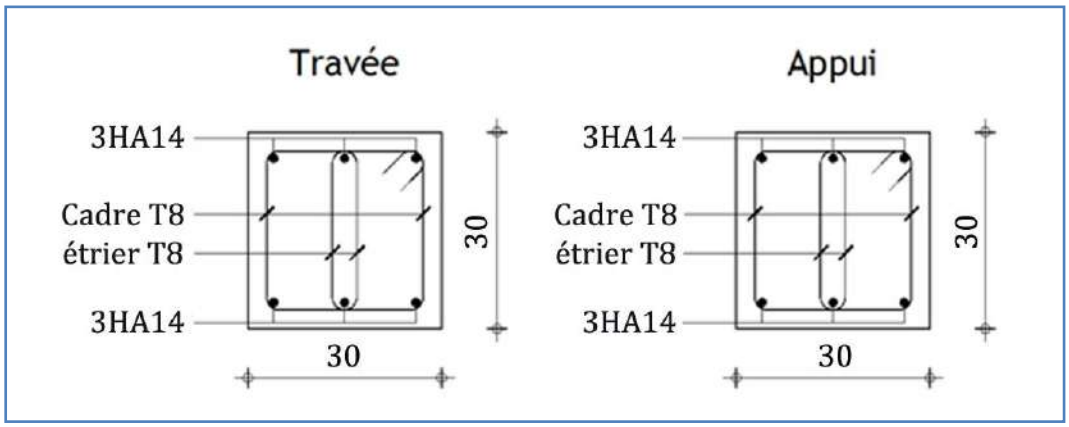


Figure VI.09. *Ferraillage des longrines*

Conclusion Générale

Cette étude nous a permis de mettre en pratique toute nous connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir notre savoir En nous basant sur les documents techniques et règlementaires, et de mettre en application les logiciels de calculs récents.

Lors de la conception et du calcul parasismique d'un bâtiment contreventé par des voiles, nous avons tenu compte de deux facteurs essentiels, à savoir la sécurité et l'économie et cela en nous basant sur des règlements de béton armé et parasismique. Par ailleurs, un pré dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique ; c'est l'une des principales conclusions avec laquelle nous sortant de ce travail.

La conception d'un bâtiment ayant un comportement modal idéal est possible grâce à une disposition convenable des voiles de contreventement

Un maillage raffiné des éléments Shell représentants les voiles, d'une part rapproche des valeurs exactes des contraintes, et d'une part, simplifier la procédure de ferraillage.