الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence : ...../2020

جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم ا لهندسة المدنية و الري
المرجع 2020/

Mémoire de Master

2ème Années

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

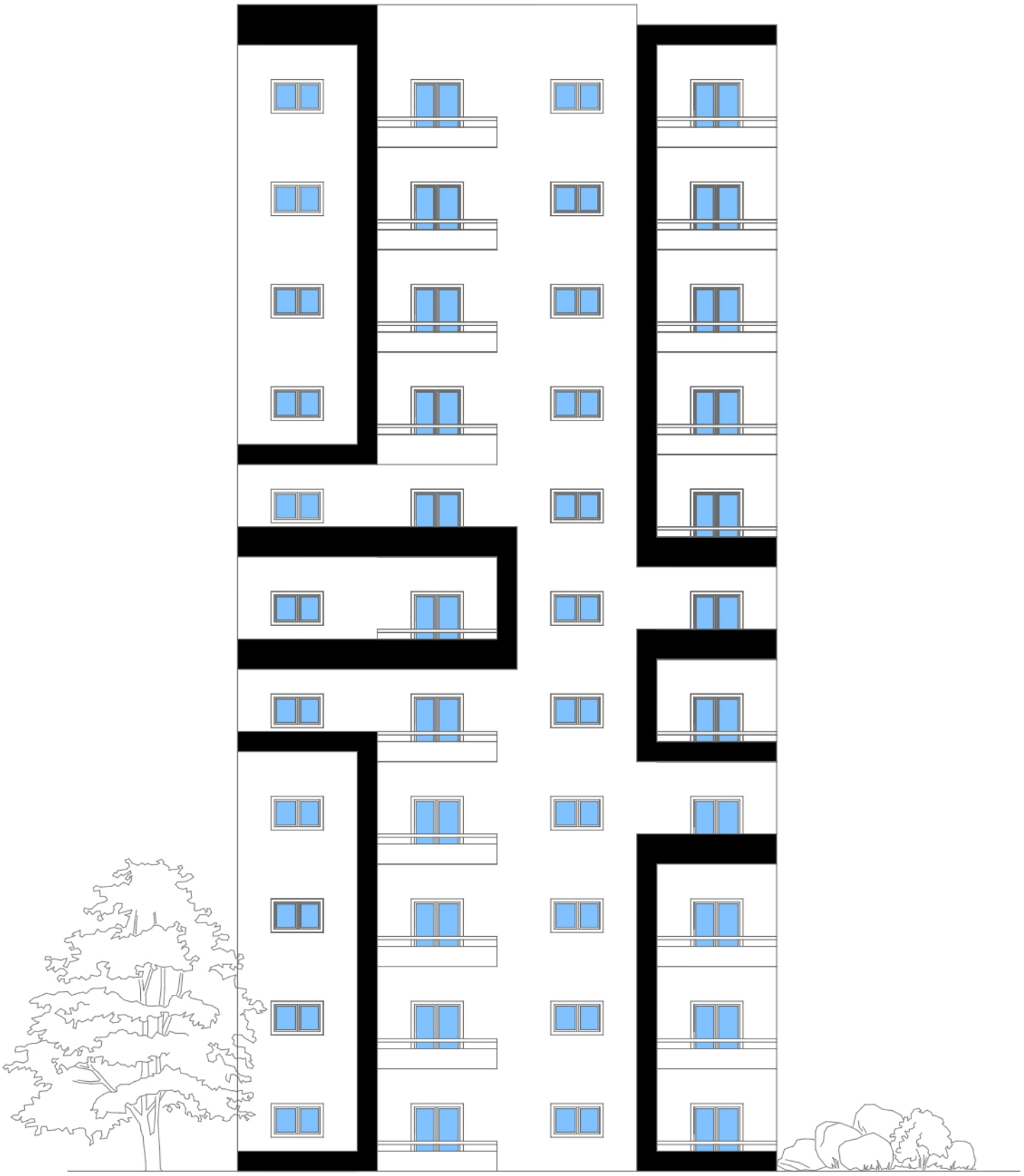
Conception et modélisation d'un bâtiment (R+10+SS) à usage d'habitation implanté a Alger

Nom et Prénom de l'étudiante :

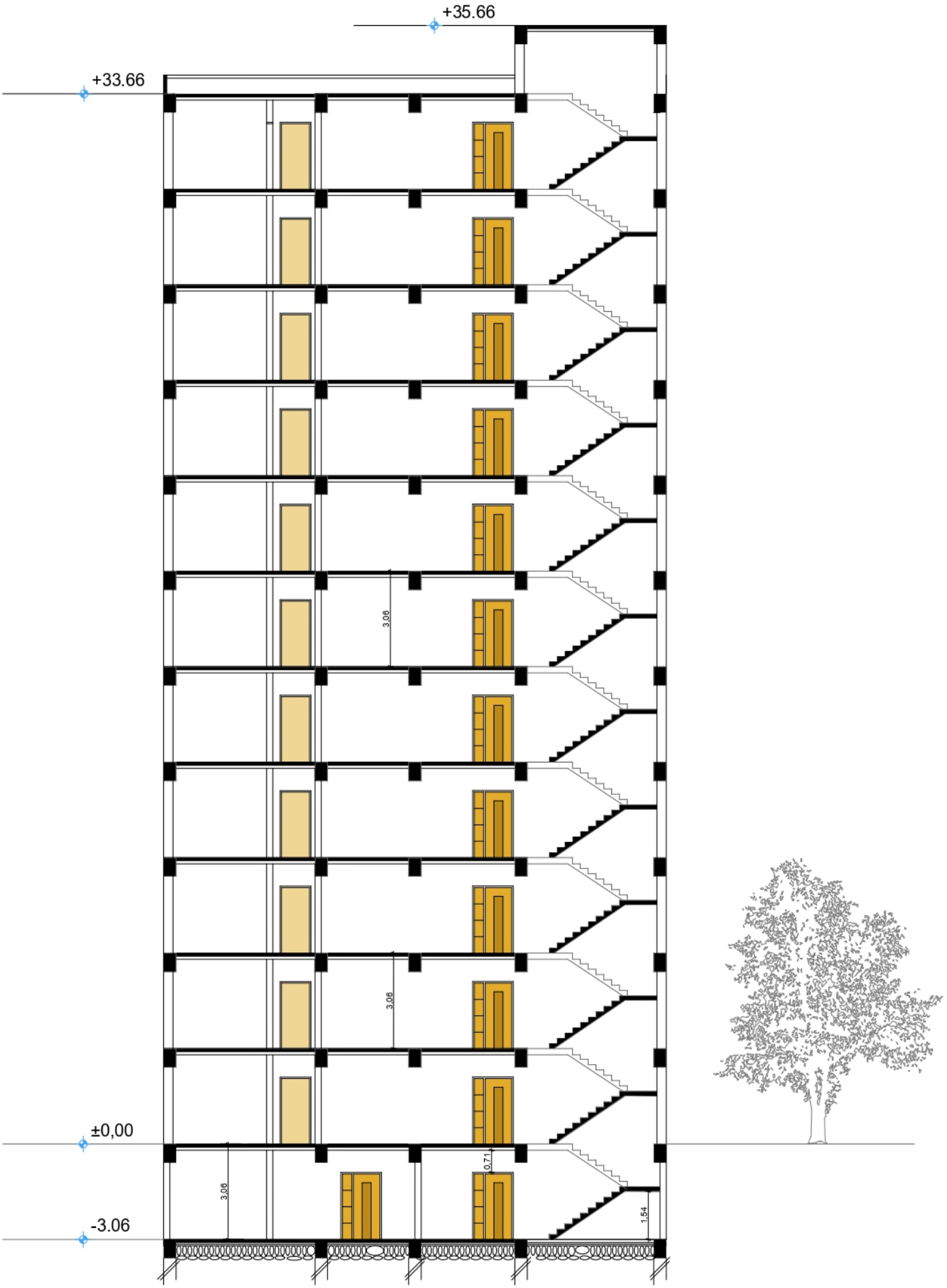
-Kermiche Mayssa

Encadreur : Mr.Mechkouri Mohamed

Année universitaire : 2019 - 2020



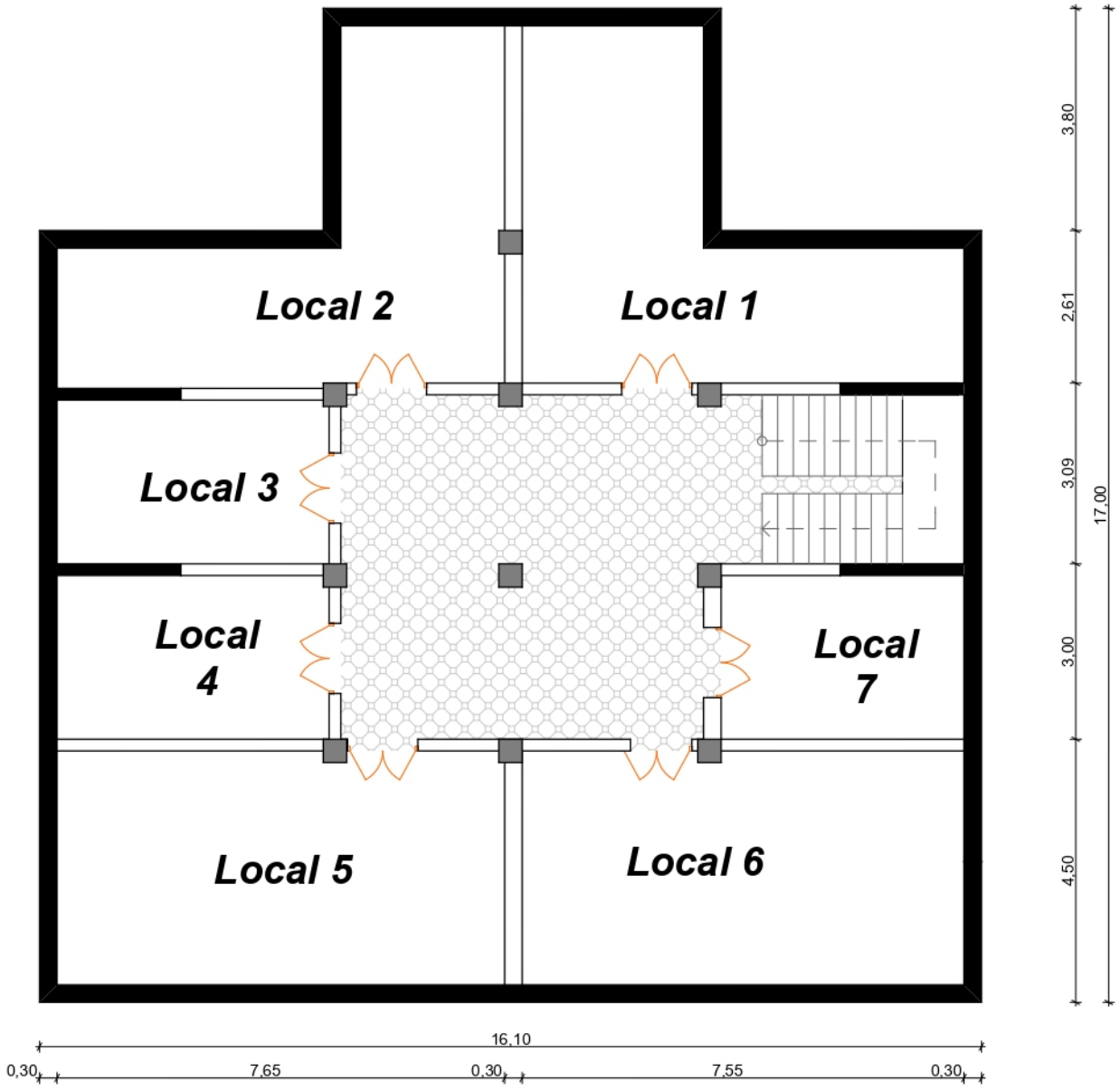
Façade Principale Ech 1/100



Coupe Ech 1/100

Plan Rez de Chaussèe Ech 1/100

Plan Etages Ech 1/100



Plan Sous-Sol Ech 1/100

Remerciements

D'abord je tiens à remercier Dieu pour le courage, la force, la volonté et la santé qu'il m'a donnée.

Je remercie ma mère qui a su m'aider tout le temps pour arriver à ce stade d'études.

Comme je remercie mon encadreur, Mr MECHKOURI MOHAMED pour son encadrement et ses exigences de faire un vrai travail de recherche scientifique.

Sans oublier l'ensemble du corps professoral de l'université de Biskra « Mohamed Khider » qui m'a encadrée tout au long de mon cycle universitaire.

Enfin, nous remercions tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Mayssa

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcule

I .1. Introduction ……1

I.2. Présentation de l'ouvrage …….…… ..1

I.3.les caractéristiques géométriques du bâtiment……..1

I.4. Conception de la structure du bâtiment…….2

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux……..2

I.5.1.Béton …….3

I.5.2. Acier ……..6

I.6. Hypothèse de calcule…….7

I.7. Conclusion ……7

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1. Introduction …….8

II.2. Pré-dimensionnement des éléments principaux……...8

II.2.1. Les poutres……8

II.2.1.1. Les poutres principales……8

II.2.1.2. Les poutres secondaires……...8

II.2.2. Les poteaux ……9

II.2.3. Les voiles……9

II.3. Pré-dimensionnement des éléments secondaires……..11

II.3.1. Plancher a corps creux……...11

II.3.2. Dalle pleine……12

II.3.3. L'acrotère……...13

II.3.4. L'escalier……14

II.4. Evaluation des charges et surcharges……15

II .5. Descente des charges……17

II .6. Conclusion…….28

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction…….. ……29

III.2.L'Acrotère …….....29

III.2.1. Définition……29

III.2.2.mode de travail…….....29

III.2.3. Evaluation des charges…..…….30

III.2.4. Les sollicitations……31

III.2.5. Calcul de ferraillage …….....31

III.3.Balcon ……..34

III.3.1. Introduction……34

III.3.2. Pré dimensionnement……34

III.3.3. Evaluation de charges…….35

III.3.4. Détermination les sollicitations …….35

III.3.5. Calcul du ferraillage……...36

III.3.6. Présentation du ferraillage…….39

III.4. L'escalier……..39

III.4.1 Introduction……..39

III.4.2. Etude de l'escalier ….……..……...…….....39

III.4.2 Méthode de calcul..…….....39

III.4.3 Dimensionnement…….....….....39
III.4.4 Evaluation des charges…….……...……..40
III.4.5. Présentation du ferraillage 45
III.5.La Cage d'Ascenseur ……..……..…….…….....45
III.5.1. Introduction ……..…….……..…….....45
III.5.2. Etude de la dalle l'ascenseur……...…….....45
III.5.2.1. Méthode de calcul ……...…….....45
III.5.2.2. Evaluations des charges ……...…….....….. ……46
III.5.2.3. Combinaison des charges …….…….……..... 46
III.5.2.4. Détermination des sollicitations …….……..…… ……...46
III.5.2.5. Calcul du ferraillage ……...…….…….....……..47
III.5.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement……49
III.5.2.7. Vérification à l'E.L.S……4**9**
III.5.2.8. Vérification de la flèche……...49
III.5.2.9. Présentation du ferraillage……50

Chapitre IV : Etude des planchers

IV.1. Introduction…….51
IV.2. Les planchers à corps creux…….51
IV.3. Méthode de calcule……. 53
IV.4. Calcul du ferraillage……60
IV.5. Présentation du ferraillage……...69

Chapitre V : Etude dynamique

V.1. Introduction……70
V.2.Méthode de calcule……70

V.3. Calcule des actions sismique……71

V.4. Justification de l'interaction portiques –voiles…….83

V.5. Calcul des actions sismiques……..84

V.6.Vérification des déplacements……...89

V.7.Vérification vis-à-vis de l'effet p-Δ……...91

V.8.Vérification au renversement…….93

V.9. Caractéristiques géométriques et massique de la structure……...94

V.10. Conclusion……97

Chapitre VI : Ferraillage des éléments porteurs

VI.1. Introduction……..98

VI.2. Les combinaisons d'actions……..98

VI.3. Ferraillage des éléments porteurs…….99

VI.3.1. Ferraillage des poteaux…….99

VI.3.2. Ferraillage des poutres……111

VI.4. Ferraillage des voiles……118

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction……...128

VII.2. Etude des fondations……128

VII.3. Calcule le radier……130

VII.4.Vérifications de radier……...133

VII.5. Ferraillage du radier……..135

VII.6. Conclusion……147

Conclusion générale……148

Bibliographie……...149

Liste des figures

Chapitre : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcule

Fig. I.1. Diagrammes déformations –contraintes de béton……..4

Fig. I.2. Diagrammes de contrainte déformation du béton à l'ELU…….5

Fig. I.3. Diagramme déformations- contraintes……...6

Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente des charges

Fig. II.1. Coupe de voile en élévation……..10

Fig. II.2. Plancher a corps creux avec dalle de compression……...11

Fig. II.3. Schéma des poutrelles……...12

Fig. II.4. Schéma d'acrotère……..13

Fig. II.5. Schéma d'escalier……...14

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Fig. III.1. Schéma statique de l'acrotère.....29

Fig.III.2. Schéma statistique……..31

Fig.III.3. Schéma de ferraillage…….34

Fig.III.4. Schéma statique…….35

Fig.III.5. Section de balcon……...36

Fig.III.6. Ferraillage de la console de la terrasse et l'étage courant……..39

Fig.III.7. Ferraillage de l'escalier…….45

Fig.III.8. Ferraillage de la dalle terrasse d'ascenseur……50

Chapitre IV : Etude des planchers

Fig. IV.1. Corps Creux……..51

Fig. IV.2. Schéma de poutrelle……..52

Fig. IV.3. Schéma statique des poutrelles…….52

Fig. IV.4. Les moments et les efforts tranchants étage courant ELU ……...56

Fig. IV.5. Les moments et les efforts tranchants étage courant ELS…….57

Fig. IV.6. Les moments et les efforts tranchants étage courant ELU ……...57

Fig. IV.7. Les moments et les efforts tranchants étage courant ELS…….57

Fig. IV.8. Ferraillage de poutrelle (plancher etage courant)……..69

Fig. IV.9. Ferraillage de poutrelle (plancher terrasse)……..69

Chapitre V : Etude dynamique

Fig. V.1. Disposition des voiles en RDC de la structure initiale…….74

Fig. V.2. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante)…….75

Fig. V.3. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante)…….76

Fig. V.04. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante)……76

Fig. V.5. Disposition des voiles en RDC de la structure…….77

Fig. V.06. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante)…….....78

Fig. V.07. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante)……..79

Fig. V.08. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante)……..79

Fig. V.9. Disposition des voiles en RDC de la structure…….80

Fig. V.10. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (troisième variante)……..82

Fig. V.11. Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (troisième variante)……..82

Fig. V.12. Troisième mode de vibration vue 3D et vue en plan (troisième variante)……83

Chapitre VI : Ferraillage des éléments porteurs

Fig.VI.01.section de poteau……109

Fig.VI.02. Coupe de ferraillage de section de poteau……..113

Fig.VI.3. Le ferraillage de la poutre principale (30×40)…….119

Fig.VI.4. Le ferraillage de la poutre secondaire (30×35)……..120

Fig.VI.5. Ferraillage de la voile……..127

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Fig.VII.1.Schéma isostatique et sollicitions de les débords……...139

Fig.VII.2. Ferraillage en travée et sur appuis de nervure……145

Fig.VII.3. Ferraillage globale de radier……...146

Liste des tableaux

Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente des charges

Tab. II.1. Descente des charges sur poteau centrale…….19

Tab. II.2. Descente des charges sur poteau de rive……...23

Chapitre V : Etude dynamique

Tab. V.1. Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante)…….75

Tab. V.2. Périodes et factures da participation massique modale(deuxième variante)……78

Tab. V.3. Périodes et factures da participation massique modale(deuxième variante)……81

Tab. V.4. les efforts réduits sur les poteaux et les voiles…….84

Tab. V.5. coefficient d'accélération de zone A……85

Tab. V.6. Le poids total de la structure……87

Tab. V.7. Les déplacements du aux force sismiques au sens longitudinal (XX)…….90

Tab. V.8. Les déplacements du aux force sismiques au sens transversal (YY)……...91

Tab. V.9. Vérification a l'effet (P- Δ) < Sens longitudinal >……..92

Tab. V.10. Vérification a l'effet (P- Δ) < Sens transversal >……...92

Tab. V.11. Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX……93

Tab. V.12. Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens YY……94

Tab. V.13. Caractéristiques massique de la structure……...96

Tab. V.14. L'excentricité accidentelle des étages……96

Chapitre VI : Ferraillage des éléments porteurs

Tab.VI.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux……99

Notation et symboles :

A *(ou* A_s *ou* A_l*)* : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

B : Aire d'une section de béton

E_s : Module de Young de l'acier

E_{ij} : Module de Young instantané a l'age de j jours

E_{vj} : Module de Young diffère à l'age de j jours

F : Force ou action en général

I_1 : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

N_{ser} : Effort normal de calcul de service

N_u : Effort normal de calcul ultime

P : Action permanente

Q : Action d'exploitation

V_u : Effort tranchant de calcul ultime

a : Largeur d'un poteau ou d'un voile

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre

d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours

g : Charge permanente unitaire

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre

h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre

j : Nombre de jours de maturité du béton

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

L_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée `a l'ELU.

z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion.

α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée a l'ELU.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

ε_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprime (*epsilon*).

ε_{st} : Déformations des armatures tendues.

ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.

η : Coefficient de fissuration relatif a une armature (*eta*).

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).

μ_{ser} : Moment ultime réduit a l'ELS (*mu*).

μ_u : Moment ultime réduit `a l'ELU.

υ : Coefficient de poisson (*nu*).

ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).

σ : Contrainte normale (*sigma*).

σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprime.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimes.

τ : Contrainte tangente (*tau*).

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.

φ : Coefficient de fluage (*phi*).

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.

ψ_s : Coefficient de scellement relatif `a une armature (*psi*).

Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but

d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différentes sollicitations (compression, flexion…) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Le but de la présent étude et de proposer une structure en béton arme comportant un **RDC** plus 10 étages plus sous sol a destination d'habitation, dont le système de contreventement mixte, en déterminant les sections de béton et d'acier nécessaires afin sue la superstructure transmette sans contraints majeures a l'infrastructure les charges qui lui sont appliquées.

Le présent travail sera présenté sept chapitres, Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entament l'étude dynamique dans le chapitre IV a la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place dune disposition bien choisie des voiles porteurs.

Une fois que la disposition est adoptée, le calcul du ferraillage des éléments structuraux sera expose dans le chapitre V et calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

Le manuscrit se termine par une conclusion.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcule

I.1. Introduction :

Le thème de ce projet est l'étude d'une structure en béton armé implantée dans une zone de fort sismicité. Cette étude nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. a cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un **bâtiment (R+10+SS) à usage d'habitation,** dans la Wilaya de **Alger,** qui est classée par le règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 version 2003) comme une **zone de fort sismicité (III)**

I.3. Les caractéristiques géométriques de bâtiment :

- Largeur …… **16.2 m.**
- Longueur ……... **17 m.**
- Hauteur totale avec l'acrotère ……... **34.26 m.**
- Hauteur du R.D.C ……..... **3.06 m.**
- Hauteur du sous sol ……..... **3.06 m.**
- Hauteur d'étage courant …… **3.06 m.**

Données du site :

- Le bâtiment est à usage d'habitation au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme (S) selon l'étude de sol.
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et compose trappe d'accès.
- Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses.
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.

Règles de calcul :

- Le règlement B.A.E.L 91 (béton armé aux états limites).
- Le règlement B.A.E.L 83 (béton armé aux états limites).
- Le règlement R.P.A 99/version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Le règlement C.B.A 93 Règles de conception et de calcul des structures en béton armée.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (D.T.R.B.C.2.2).

I.4. Conception de la structure du bâtiment:

I.4.1. Le Contreventement :

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

I.4.2. Plancher :

- les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

I.4.3 Maçonnerie :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi extrême de **15 cm** d'épaisseur et une paroi interne de **10 cm** d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide de **5 cm** d'épaisseur, pour les murs intérieurs, une cloison simple de **10 cm** d'épaisseur.

I.4.4. Revêtement :

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau.

I.4.5. Escaliers :

Les escaliers aux différents étages sont des escaliers droits coulés sur place.

I.4.6. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi deux ascenseurs d'un seul type.

I.4.7. Planchers :

Nous avons utilisé deux type de plancher ; dalle pleine pour plancher sous-sol ; plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation

I.5. Caractéristiques des matériaux :

Le béton et acier seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

I.5.1. Béton :

I.5.1.1. Composition du béton:

Le dosage est fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée.

Pour obtenir une résistance à 28 jours de25 Mpa, on utilisera pour1 m^3 de béton :

- Ciment Portland : 350 kg

-On choisit un ciment type : CPJ 42,5

- Sable : 400 litre/m^3 (dimension : $\Phi \leq 5$ mm).

  Poids: $G_s = \gamma_s . V_s = 1,6 * 400 = 640$ kg /m^3

  - γ_S: La masse volumique de sable.

- Gravier : 800 litre/ m^3 (dimension : $\Phi \leq 25$ mm).

  Poids: $G_G = \gamma_G . V_G = 1,5 * 800 = 1200$ Kg/ m3

  - γ_G : la masse volumique de gravier

- Eau : 175 litre /m^3

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2400 Kg/m^3.et 2500 Kg/m^3

I.5.1.2. La résistance caractéristique du Béton

En compression (f_{cj}) : C.B.A 93 [A-2-1-1-1].

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa (valeur minimale exigée).

A un âge $j \leq 28$ jours $f_{cj} = \dfrac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$

En traction (f_{tj}) : C.B.A.93 [A.2.1.1.2].

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

Déduire de la formule: $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$.

I.5.1.3. Déformation longitudinale du béton

Déformations instantanées: (E_{ij}) : (C.B.A (A.2.1.2.1) P7).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.2\ MPa.$$

Le calcul sous charges de courte durée (< 24 jours).

Déformations différées (E_{ij}) : (C.B.A (A.2.1.2.2) P7)

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}\ MPa = 1.08 \times 10^4\ MPa$$

Pour le calcul sous charge de longue durée pour lesquelles l'effet de retrait (diminution de volume d'une pièce, due à l'évaporation de l'eau restée le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

I.5.1.4. Coefficient de poisson :

Coefficient de poisson : $\upsilon = \dfrac{ganflement \quad transversal}{Raccorcissement \quad longitudinale}$

En général pour le béton : $\begin{cases} E.L.U : \quad béton \quad fissuré \quad \nu = 0 \\ E.L.S : \quad béton \quad non \quad fissuré \quad \nu = 0{,}2 \end{cases}$

I.5.1.5. Diagramme déformations –contraintes de béton :

On distingue :

- Le diagramme « parabole – rectangle ».
- Le diagramme rectangulaire simplifie qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :

- Sa simplicité d'emploi.
- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole – rectangle ».

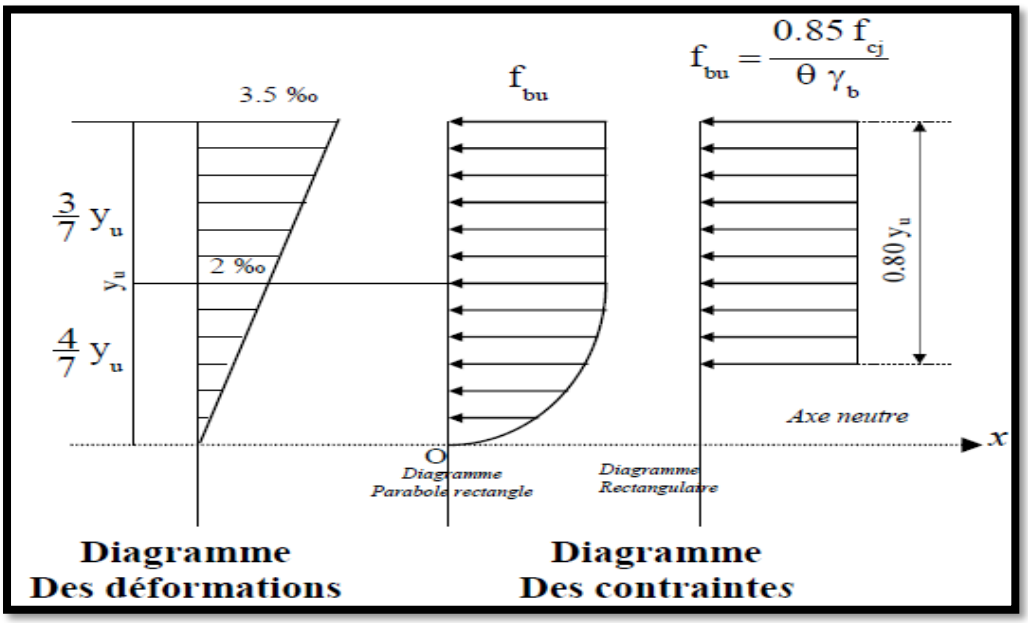


Fig. I.1. Diagrammes déformations –contraintes de béton

Avec:

f_{cj} **:** Résistance caractéristique du béton à j jours:

γ_b **:** Coefficient de sécurité égale 1.5

f_{bu} **:** Contrainte de calcul

θ : Le coefficient θ prend les valeurs **: θ =**

1 Pour une durée d'application > 24 h.

0,9 Pour 1 ≤ durée ≤ 24 h.

0,85 Si durée < 1 h.

I.5.1.6. Les contraintes limites :

Etat limite ultime : C.B.A 93[A.3.3.2] :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

La contrainte limite du béton en compression :

f_{bu} =14.17 [MPa]. Déduire de la formule suivante: $f_{bu}=\frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$; dans notre cas

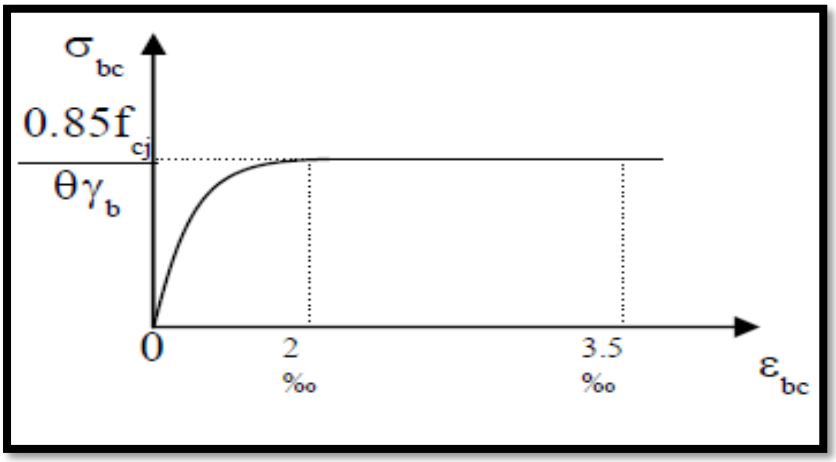


Fig. I.2. Diagrammes de contrainte déformation du béton à l'ELU

Avec

θ =1	durée > 24 h
θ = 0.9	1h < durée < 24 h
θ = 0.85	durée <1h
γ_b = 1.5	Combinaisons courantes.

La contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par **:** $\tau_u = \frac{V_U}{b_0 d}$ (MPa).

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$\overline{\tau_u}$ = min $\left\{0{,}20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ ; 5 Mpa} \right\}$= 3,33 MPa (fissuration peu préjudiciable.)

$\overline{\tau_u}$ = min $\left\{0{,}15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ ; 4 MPa} \right\}$ = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable et très préjudiciable.)

Etat limite de service :

La contrainte de compression du béton est égale à $\sigma_{bc} = 0.6\ f_{cj}$ =15 MPa.

I.5.2. Aciers (art.A.6.1.2.5.3. P 63. CBA93) :

Les aciers utilisés pour le ferraillage des éléments de la structure sont de trois types:

- les ronds lisses de nuance Fe E 400 pour les armatures transversales.
- Les barres hautes adhérence de nuance FeE 400 pour les armatures longitudinales et transversales.
- Les treillis soudés, pour le hourdis des planchers à corps creux.

Le diagramme « contraintes – déformations » utilisé est schématisé ci-après **(art. A.2.2.2. P9. CBA93).**

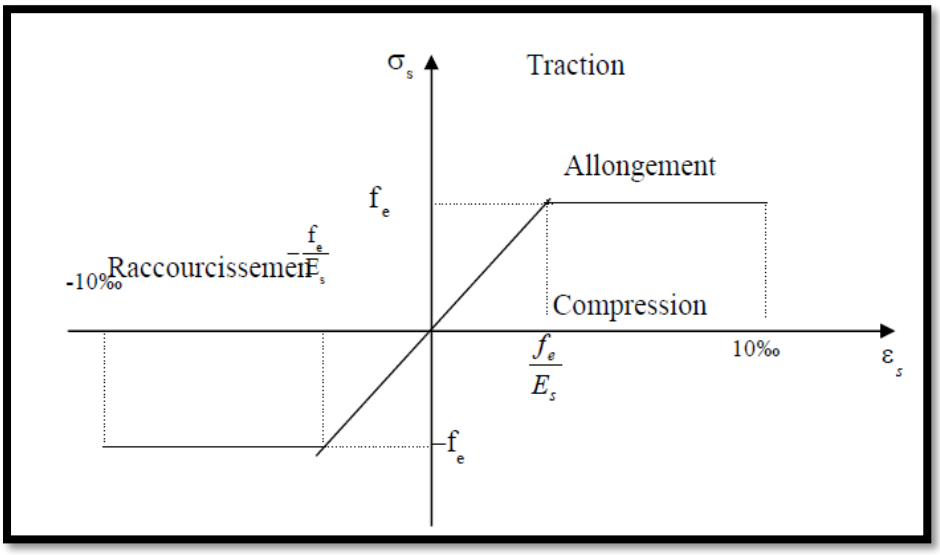


Fig. I.3. Diagramme déformations- contraintes

f_e : désigne la limite élastique variant avec les différents types d'acier.

ε_s : l'allongement limite *(‰)*.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & \text{Pour les combinaisons courantes.} \\ 1 & \text{Pour les combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

I.5.2.1. Module d'élasticité de l'acier :

E = $2 .10^5$ Mpa.

I.5.2.2. Contraintes limites

Etat limite ultime C.B.A93 (Ar : 2.2.2) :

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} \dfrac{400}{1{,}15} = 347.82MPa = 350MPa & \text{(Aciers à haute adhérence).} \\ \dfrac{235}{1{,}15} = 204MPa & \text{(Rands lisses).} \end{cases}$$

Etat limite de service :

Cas de fissuration peut préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} f_e = 333{,}33\ MPa$

Cas de fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max}\left(\frac{1}{2} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\} = 250$ MPa

Avec : **η** coefficient de fissuration.

- η = 1 Pour rondes lisses.
- η = 1,6 Pour acier HA.

I.6. Hypothèses de calcul (A.4, P 55, B.A.E.L 91) :

On distingue deux types d'états-limites pour le dimensionnement (armature et béton):

états-limites ultimes (E.L.U) :

- De résistance.
- De stabilité de forme.

états-limites de service (E.L.S) atteints :

- par compression du béton.
- Par ouverture des fissures.
- Par déformation.
-

I.7. Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ses propriétés. Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour cela, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II:

Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

II .1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **CBA93**

II .2.Pré dimensionnement des éléments principaux :

II .2.1. Les poutres:

II .2.1.1.Les poutres longitudinales (principales):

- **Condition de la portée (BAEL 91) :**

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10}\right) L_{max}$$

L_{max} = 445cm

h = (27.81÷44.5) *cm* On prend: *h =40cm.*

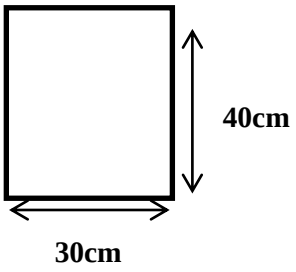
b = (0, 3; 0, 4) h = (12; 16). On prend : *b = 30 cm.*

- **Condition de RPA 99 (7.5.1) :**

b ≥ 20 cm ⇒ b = 30 cm ⟶ C.V.

h ≥ 30 cm ⇒ h = 40 cm ⟶ C.V.

$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4{,}0$ ⟶ C.V.



Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre longitudinales égale à (30×40) cm^2.

II .2.1.2.Les poutres transversales (secondaires):

- **Condition de la portée (BAEL 91) :**

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10}\right) L_{max}$$

L_{max} = 370 cm

h= (1/15; 1/10) 370

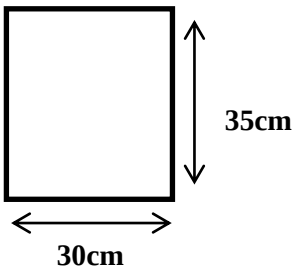
h= (23.13; 37) cm. On prend: h = 35cm

b = (0,3 ; 0,4) h

b= (0,3 ; 0,4)35

b = (10.5; 14) On prend : b = 30 cm

- **Condition de RPA 99 (7.5.1) :**



$b \geq 20$ cm $\Rightarrow$ 30 cm $\longrightarrow$ C.V.

$h \geq 30$ cm $\Rightarrow$ 30 cm $\longrightarrow$ C.V.

$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 30/30 = 1 < 4{,}0$ $\longrightarrow$ C.V.

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section (30×35) cm^2

II .2.2. Les poteaux:

Solen les règles **(B.A.E.L)** on a :

$l_f = 0.7 \times h_0$

h_0 **:** La hauteur d'étage

$l_f = 0.7 \times 306 = 214.2cm$

Max $(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$

$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i}$ $\lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i}$

b_i : parallèle à l'axe x

hi : parallèle à l'axe y

$b_i \geq 3.46 \times \frac{214.2}{50} = 14.82cm$

Donc on adopte une section de (40×50) cm^2

D'après **R.P.A.91 page 42 art (7.4.1**) en zone III

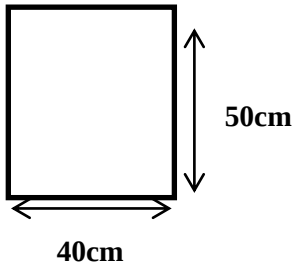
Donc : Min $(b_1.h_1) \geq 30$ cm on a 40cm > 30cm

Min $(b_1.h_1) \geq \frac{H_{RDC}}{20}$

$45 \geq \frac{306}{20}$ $40 > 15.3$ (c. v)

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ $\frac{1}{4} < \frac{40}{50} < 4$

$0.25 < 0.8 < 4$ (c. v)



II .2.3. Les voiles:

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99 version 2003

D'après le RPA 99 (article 7.7.1), les voiles doivent satisfaire la condition :

- si on considérés l'élément comme voile le élément satisfaisant à la condition :

- L ≥ 4e : Où « e » est l'épaisseur du voile.
- si on considérés comme élément linéaire. L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et de condition de rigidité aux extrémités comme suit :

$$\begin{cases} e \geq 15 \\ e \geq he/20 \end{cases}$$

he = 306 cm

he : hauteur libre de l'étage.

20 cm : épaisseur de la plancher corps creuse.

e ≥ 306 /20=15.3 cm

Alors on adopte une épaisseur de voile pour tous les niveaux e=20cm**.**

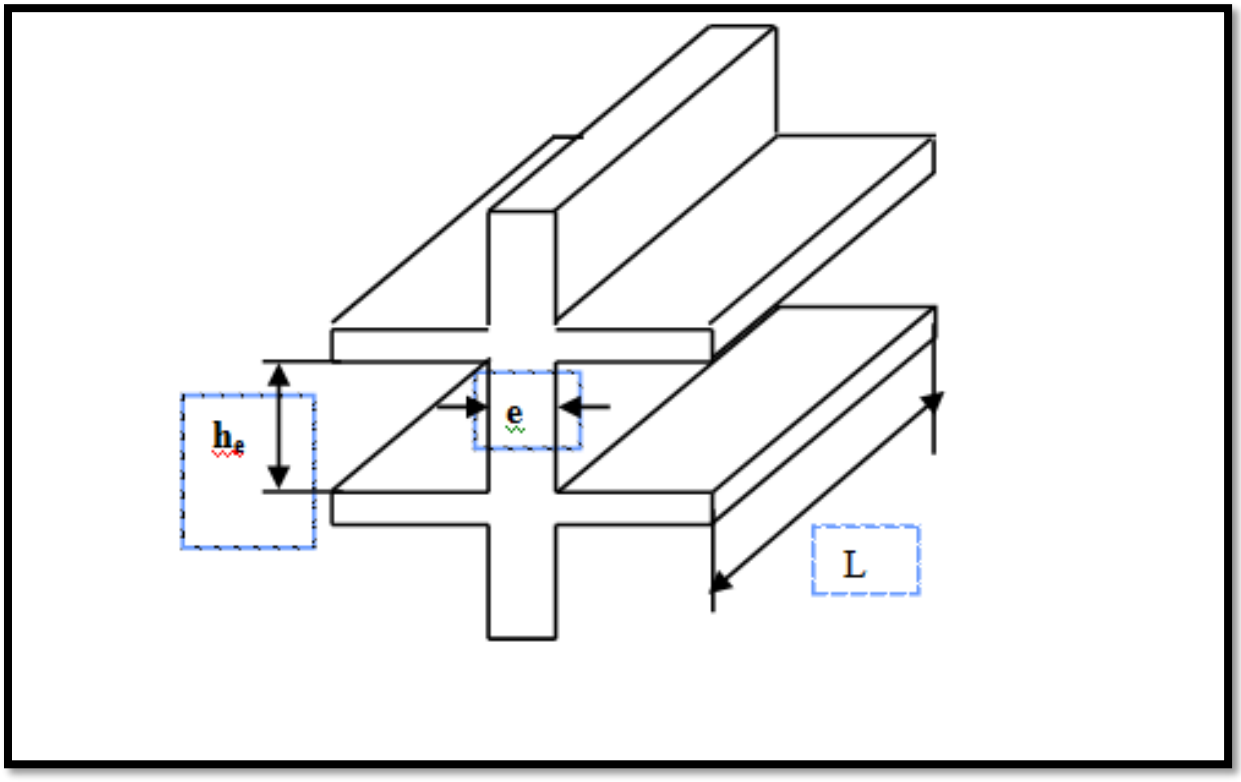


Fig. II.1. Coupe de voile en élévation

II .3.Pré dimensionnement des éléments secondaires:

II .3.1. Plancher à corps creux :

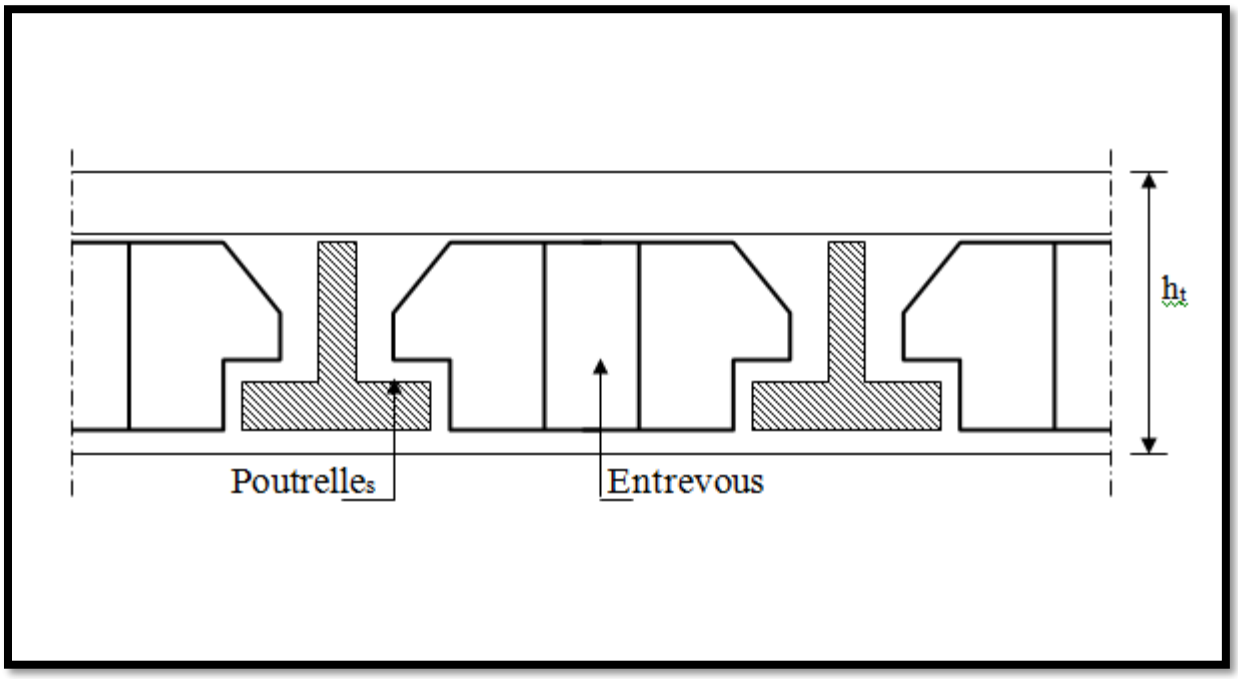


Fig. II.2. Plancher a corps creux avec dalle de compression.

Hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le BAEL91 (art.6.8.4.2.3) P

- **Condition de flèche :**

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à 1/22,5

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L: est la plus grande portée parallèle au poutrelle

ht: Hauteur totale du plancher.

$L_{max} = 370\ cm$

On adopte un plancher d'une épaisseur de

$$h_t = 20\,cm : \begin{cases} 16\,\text{cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4\,\text{cm} : \text{dalle de compréssion} \end{cases}$$

- **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit b_0 = 10cm.

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

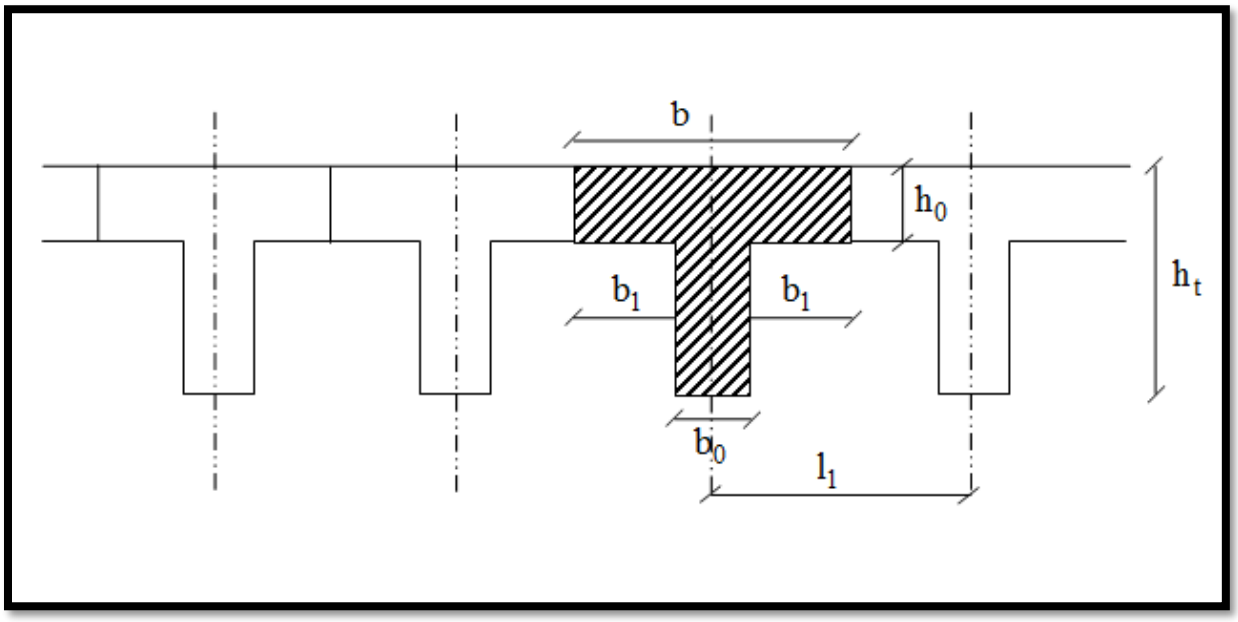


Fig. II.3. Schéma des poutrelles

- **Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :**
- $b_1 = min\left\{\frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10}\right\}$

$$b_1 = min\left\{\frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 2\,7.5\ cm\ ; \frac{370}{10} = 37cm\right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend b_1 = 27.5cm.

$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65$ cm.

Soit b = 65cm

II .3.2. Dalle pleine:

$L_X = 410 - 40 = 370$Cm

$L_Y = 485 - 40 = 445$Cm

$L_X / L_Y = 370/445 = 0,83 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$L_X / 45 \leq e \leq L_X / 40 \Rightarrow 370/45 = 8.22Cm \leq e \leq 370/40 == 9.25Cm$En respectant les critères suivant (Résistance à la flèche ; Coupe-feu ; Isolation phonique) on adopte pour une épaisseur de 15Cm.

II .3.3. L'acrotère :

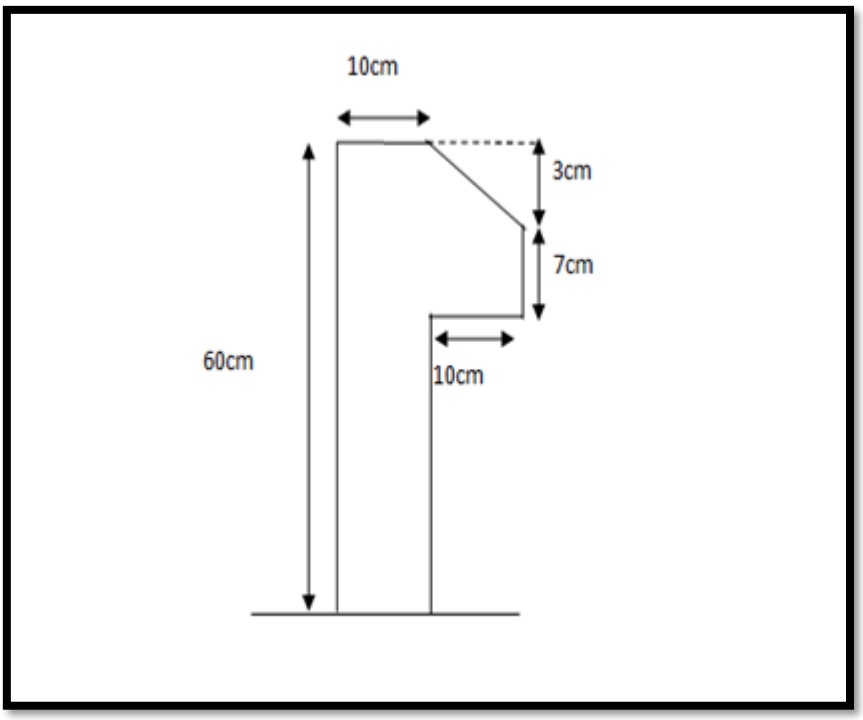


Fig. II.4. Schéma d'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60cm$.

S= (0,03×0,1)/2 + (0,07×0.1) + (0,1×0,6)=0,0685 m²

Charge permanente:

Le calcul se fait pour 1m de largeur

Le poids propre de l'acrotère G = $\rho * S$

ρ : Le poids volumique du béton =25kN/m^3

S : la surface transversale totale de l'acrotère

G =25×0.0685=1,7125 kN/ml

G =1.7125 KN /ml.

Charge d'exploitation :

Q=1 KN/m²

II .3.4. L'escalier :

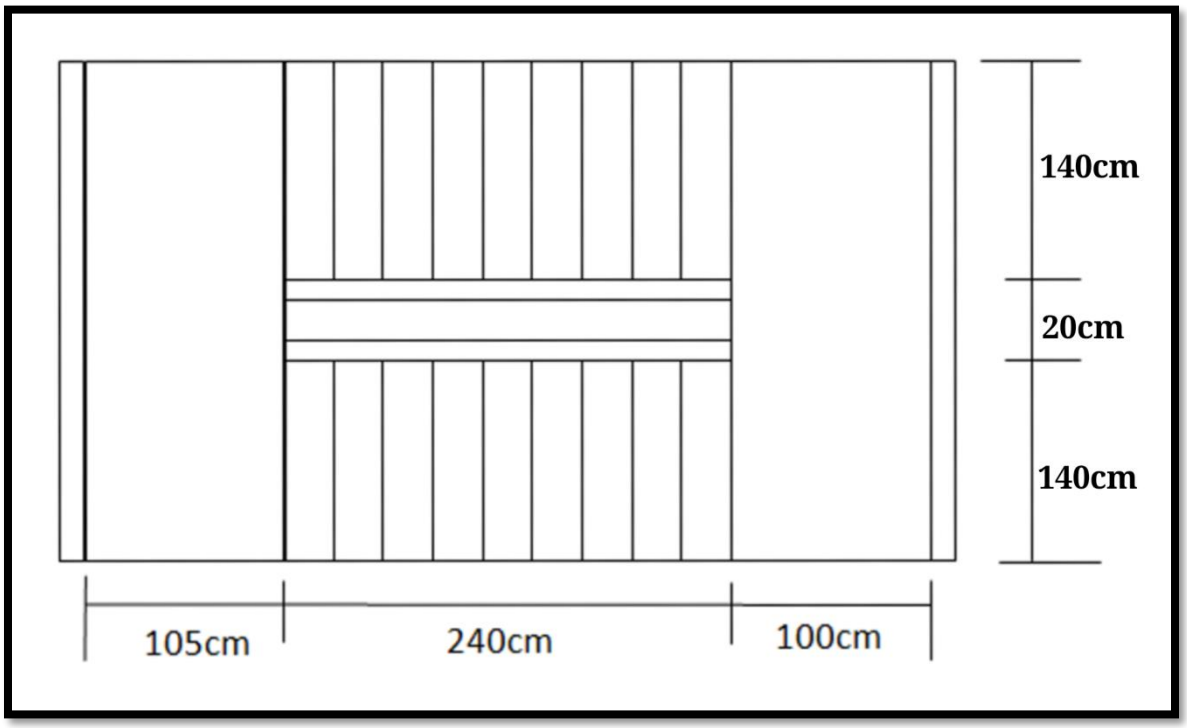


Fig. II.5. Schéma d'escalier

Pour dimensionner les marches (g) et contremarche (h) on utilise généralement la formule de **BLONEL :**

59 cm ≤ 2h + g ≤ 66cm

Pour la contre marche $14\ cm \leq h \leq 18\ cm$

Pour la largeur de la marche $24\ cm \leq g \leq 32\ cm$

On prend : h = 17 cm, g = 30 cm.

$59\ cm \leq 30 + 2 \times 17 \leq\ 66\ cm$ $59\ cm \leq 64 \leq 66\ cm$

Nombre des marches : $n = \frac{l}{g} = \frac{360}{17} = 18$ marches

On utilise deux volée : 9 marches / volée

La longueur de la ligne de volée : L = g (n – 1) = 30 × 8 = 240 cm

La hauteur de la volée : $H_V = \frac{H}{2} = \frac{306}{2} = 153$ cm.

Le largeur de marches : $E = \frac{350 - (30+2\times10)}{2} = 150\ cm$

L'angle d'inclinaison : $tg\alpha = \frac{H'}{240} = \frac{9\times h}{240} = 0.64$ $\alpha = 32.5$

Avec : $L = L_V + L_P + L_P$

On a L= $\sqrt{L2+H2}$ = $\sqrt{57600+23409}$ =284.62 cm

L = *284.62+105+100=489.62*

L'épaisseur de la paillasse : $\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{30}$ $\frac{489.62}{40} \leq e \leq \frac{489.62}{30}$

$12.24cm \leq e \leq 16.32cm$ = 16 cm

II .4. Evaluation des charges et surcharges : DTR B.C.2.2

- **Charges revenant au plancher terrasse inaccessible:**

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité(KN/m²)	Poids(KN/m²)
Gravillon de Protection	0.04	20	0.80
Etanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
BétonenFormedePente(0.15%)	0.10	22	2.20
planché à Corps Creux	16+4	/	2.80
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
	$G_{T=}$ 6.35KN/m²		
	$Q_{T=}$ 1KN/m²		

- **Charges revenant a l'étage courant a corps creux :**

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité(KN/m²)	Poids(KN/m²)
revêtement en carrelage.	0.02	20	0.40
mortier de pose.	0.02	20	0.40
lit de sable.	0.02	18	0.36

planché à Corps Creux	16+4	/	2.80
enduit de ciment	0.015	18	0.27
cloison de séparation	0.10	9	0.90
	G_T=5.13KN/m²		
	Q_T=1.5 KN/m²		

- **Charges revenant au dalle pleine:**

Désignation des éléments	**Epaisseur(m)**	**Densité(KN/m²)**	**Poids(KN/m²)**
revêtement en carrelage.	0.02	20	0.40
mortier de pose.	0.02	20	0.40
lit de sable.	0.02	18	0.36
dalle pleine.	0.15	25	3.75
enduit de ciment	0.015	18	0.27
	G_T=5.18 KN/m²		
	Q_T= 1.5KN/m²		

- **Charges revenant au mur extérieure :**

Désignation des éléments	**Epaisseur(m)**	**Densité(KN/m²)**	**Poids(KN/m²)**
Enduit extérieure	0 .02	20	0.4
Brique creuse	0.15	14	2.1
Ame d'air	0.05	/	/
Brique âme	0.10	14	1.4
Enduit en plâtre	0.015	12	0.18
	G_T=4.08 KN/m²		
	Q_T= KN/m²		

Avec 30% d'ouverture

4.08×0.7=2.86 G_{mur} = 2.86KN/m²

- **Charges revenant au balcon terrasse :**

Désignation des éléments	**Epaisseur(m)**	**Densité(KN/m²)**	**Poids(KN/m²)**
Protection en gravillon roulé	0.05	15	0.75
Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Forme de pente 1 %	0.09	22	1.98
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.015	22	0.33
	G_T=7.09KN/m²		
	Q_T= 1KN/m²		

- **Charges revenant au balcon étage courant :**

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité(KN/m²)	Poids(KN/m²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0 .02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.015	13	0.195
	G_T=5.33 KN/m²		
	Q_T= 3.5KN/m²		

II .5. Descente des charges :

Le but de calcul de la descente des charges est de connaitre les charges totales verticales agissantes sur les poteaux au niveau de chaque étages et jusqu' aux fondations, avec ces charges on effectuée une vérification rapide et approchée.

La descente des charges dues au poids mort peut s'effectuer en considérant :

- La charge du plancher qu'il support
- Le poids propre des poutres
- L'élément secondaire (escalier, acrotère,….).

Les charges d'exploitations que reviennent à un poteau se déterminent en multipliant la surcharge surfacique par la surface afférent que lui revient.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant à la fondation.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux + voiles)

Loi de dégression : DTR B.C.2.2

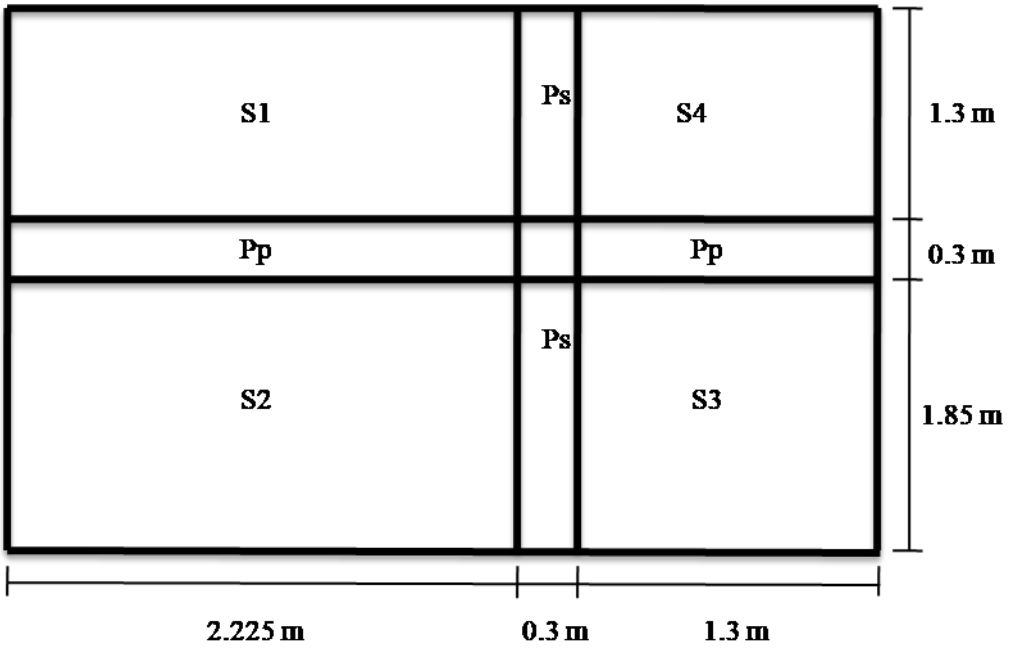
Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-

- Pour le toi ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : 0.9Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : 0.8Q

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5Q (valeur conservée pour les étages inférieurs suivant).

Calcul de la surface afférente :

Poteau B2:



Surface afférente :

S_{aff} = S1+S2+S3+S4 = (2.225x1.85)+(1.3x1.85)+(2.225x1.3)+(1.3x1.3)

S_{aff} = 11,10 m^2

S_{Qt} =(2.225+0.3+1.3)x(1.85+0.3+1.3)=13.2 m^2

S_{Qc}=(2.225+0.3+1.3)x(1.85+0.3+1.3)-(0.4 x0.5)= 13 m^2

Poids des poutres :

PP= (2,225+1,3) x 0.3 x 0.4 x 25 = 10,58 KN

PS= (1,85+1,3)x 0.3 x 0.35 x 25 = 8.27 KN

Poids des poteaux :

P= 3.06 x 0.4 x 0.4 x 25=15.3 KN

Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible : 6.35 x 11.10 = 70,49 KN

Plancher étage courant en corps creux : 5.13 x 11.10= 56.94 KN

Plancher étage courant en dalle pleine : 5.18 x11.10 = 59.16 Kn

Niveaux	Elément	G(KN)	Q(KN)
N10	Plancher terrasse inaccessible Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) Q=1x13.2	70.49 10.58 8.27 15.3	13.2
Totale		104.64	13.2
N9	N10 Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) Q=1.5x13x0.9	104.64 10.58 8.27 15.3	17.55
Totale		195.73	43.95
N8	N9 Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) Q=1.5x13x0.8	195.73 56.94 10.58 8.27 15.3 91.09	15.6

Totale		286.82	59.55
N7	N8 Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) Q=1.5x13x0.7	286.82 10.58 8.27 15.3	 13.65
Totale		377.91	73.2
N6	N7 Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) Q=1.5x13x0.6	377.91 56.94 10.58 8.27 15.3	 11.7
Totale		469	84.9
N5	N6 Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) Q=1.5x13x0.5	469 56.94 10.58 8.27 15.3	 9.75
Totale		560.09	94.65
N4	N5 Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50)	560.09 56.94 10.58 8.27 15.3	

	Q=1.5x13x0.5		9.75
Totale		651.18	104.4
N3	N4 Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) Q=1.5x13x0.5	618.76 56.94 10.58 8.27 15.3	 9.75
Totale		742.27	114.15
N2	N3 Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) Q=1.5x13x0.5	742.27 56.94 10.58 8.27 15.3	 9.75
Totale		833.36	111.002
N1	N2 Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) Q=1.5x13x0.5	833.36 56.94 10.58 8.27 15.3	 9.75
Totale		924.45	123.9
N Sous-sol	N1 Plancher étage courant en DP Poutre principale (30x40)	924.45 57.5 10.58	

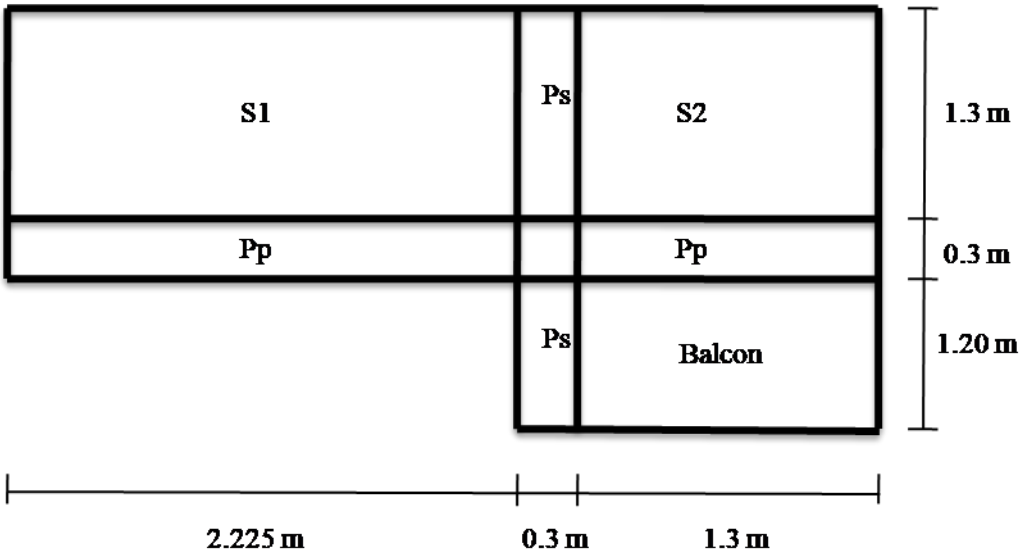
	Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) Q=1.5x13x0.5	8.27 15.3	 9.75
Totale		1015.54	133.65

Tab. II.1. Descente des charges sur poteau centrale

N_U=1.35G+1.5Q=1.35 (1015.54) +1.5 (133.65)= 1571.45KN

N_{ser}=G+Q =1015.54+133.65=1149.19 KN

Poteau A2:



Surface afferent:

Plancher:

S_{aff} = S1+S2= (2.225x1.85)+(1.3x1.85)=6.52m^2

S_{aff} = 6.52m^2

S_{Qt} =(2.225+0.3+1.3)x(1.85+0.3)=8.22 m^2

S_{Qc}=((2.225+0.3+1.3)x(1.85+0.3))-(0.4 x0.5)= 8.02 m^2

balcon terrasse

S_{aff}=1.2 x 1.3=1.56 m²

Pb=1.56 x7.09=11.06 KN

Balcon étage courant

Pb=1.56 x5.33=8.31 KN

Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible : 6.35 x 6.52 = 41,4 KN

Plancher étage courant en corps creux : 5.13 x 6.52= 33.45 KN

Poids d'acrotère :

PA =1.725 x (2,225+1,3) = 6,08 KN

Poids des poutres :

PP= (2,225+1,3) x 0.3 x 0.4 x 25 = 10,58 KN

PS= (1,2+1,3)x 0.3 x 0.35 x 25 = 6.56KN

Poids des poteaux :

P= 3.06 x 0.4 x 0.5 x 25=15.3 KN

Poids de mur extérieur :

Pm : 2.86 x (3.06-0.4) x (3.06-0.35)=20.62 KN

Niveaux	Elément	G(KN)	Q(KN)
N10	Acrotère	6.08	
	balcon terrasse	11.06	
	Plancher terrasse inaccessible	41,4	
	Poutre principale (30x40)	10,58	
	Poutre secondaire (30x35)	6.56	
	Poteaux (40x50)	15.3	

	mur ex Q=1x 8.22 = 8.22	20.62	 8.22
Totale		108.54	8.22
N9	N10 Balcon étage courant Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) mur ex Q=1.5x8.02x0.9	108.54 8.31 33.45 10,58 6.56 15.3 20.62	 10.88
Totale		200.3	19.1
N8	N9 Balcon étage courant Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) mur ex Q=1.5x8.02x0.8	200.3 8.31 33.45 10,58 6.56 15.3 20.62	 9.67
Totale		292.06	28.77
N7	N8 Balcon étage courant Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50)	292.06 8.31 33.45 10,58 6.56 15.3	

	mur ex Q=1.5x8.02x0.7	20.62	8.46
Totale		383.82	37.23
N6	N7 Balcon étage courant Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) mur ex Q=1.5x8.02x0.6	383.82 8.31 33.45 10,58 6.56 15.3 20.62	7.25
Totale		475.58	44.48
N5	N6 Balcon étage courant Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) mur ex Q=1.5x8.02x0.5	475.58 8.31 33.45 10,58 6.56 15.3 20.62	6.045
Totale		567.34	50.53
N4	N5 Balcon étage courant Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50)	567.34 8.31 33.45 10,58 6.56 15.3	

	mur ex Q=1.5x8.02x0.5	20.62	6.045
Totale		659.1	56.57
N3	N4 Balcon étage courant Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) mur ex Q=1.5x8.02x0.5	659.1 8.31 33.45 10,58 6.56 15.3 20.62	6.045
Totale		750.86	62.62
N2	N3 Balcon étage courant Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50) mur ex Q=1.5x8.02x0.5	750.86 8.31 33.45 10,58 6.56 15.3 20.62	6.045
Totale		842.62	68.66
N1	N2 Balcon étage courant Plancher étage courant en CC Poutre principale (30x40) Poutre secondaire (30x35) Poteaux (40x50)	842.62 8.31 33.45 10,58 6.56 15.3	

	mur ex Q=1.5x8.02x0.5	20.62	 6.045
Totale		934.38	74.705

Tab. II.2. Descente des charges sur poteau de rive

N_U=1.35G+1.5Q=1.35 (934.38) +1.5 (74.705)= 1373.47 KN

N_{ser}=G+Q =934.38+74.705=1009.085 KN

1- Vérification de la section de poteau : BAEL91

L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + \frac{A_s\, fe}{\gamma_s}\right]$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ.

$\lambda = \max(\lambda x\,;\,\lambda y)$

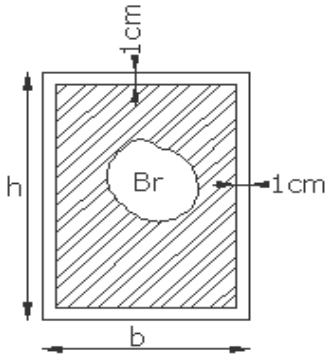
$\lambda x = \sqrt{12}\,x\,\frac{lf}{b}$; $\lambda y = \sqrt{12}\,x\,\frac{lf}{h}$

$$\lambda = \sqrt{12}\,\frac{0.7\times 3.06}{0.40} = 18.55$$

$$\lambda = 18.55 \prec 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$\alpha = 0.8$

Pas de risque de flambement.



Poteau (40cm×50cm)

Br : est la section réduite du poteau

B_r = (h-2) (b-2) = (50-2) (40-2) = 1444 cm².

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

$A = \max(A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$

A_{min}^{BAEL} = max (4 cm²/m de périmètre, 0,2%B)

$$A_{min}^{BAEL} = \max \begin{Bmatrix} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2\times400\times500}{100} = 320mm^2 \\ 8\frac{(b+h)}{100} = 8\frac{(400+500)}{100} = 64mm^2 \end{Bmatrix}$$

A_{min}^{RPA} = 0.9 %B (zone III)

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0.9}{100} B = \frac{0.9}{100}(400\times500) = 1440\ mm^2$$

Alors : A= max (320, 64) =320 mm^2

$$\overline{N} = 0.8\left[\frac{144400x\ 25}{0.9\ x\ 1.5} + 1440\ \frac{400}{1.15}\right] = 2571704.35\ N$$

$\overline{N}$ =2571704.35 > Nu= 1571000 N……Condition vérifié

1- Vérification d'effort normal réduit (Art 7.4.3.1) :

Pour éviter où limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

- **N_d:** désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- **B_c :** est l'aire (section brute) de cette dernière.
- **f_{c28} :** est la résistance caractéristique du béton.

Pour le poteau $(40cm \times 50cm)$

$$V = \frac{1149.19\times10}{40\times50\times25} = 0.229 < 0.3 \qquad CV$$

II. 6. Conclusion :

Apres que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté la section (40x50).

Chapitre III:

Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans se chapitre nous avons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier…).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/2003**.

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Définition :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher-terrasse, ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance.

III.2.2. Mode de travail:

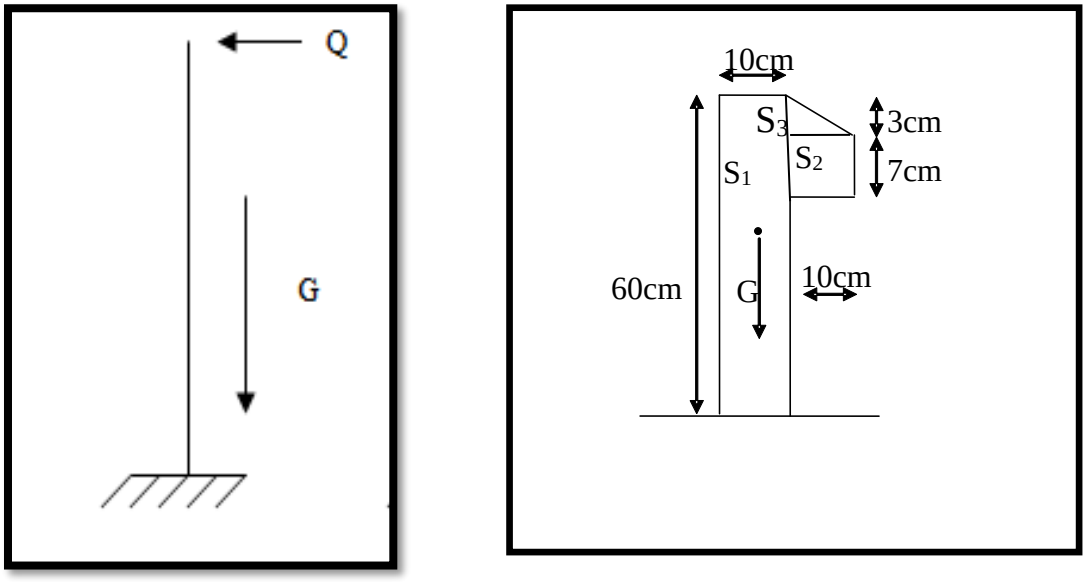


Fig.III.1. Schéma statique de l'acrotère**.**

L'acrotère est calculé comme une console encastrée sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge Q horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal N appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre G
- Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m

III.2.3. Evaluation des charges

- **Surface :** $S_1+S_2+S_3 = (0.6\times0.1) + (0.07\times0.1) + \frac{1}{2} \times (0.02\times0.1)$

$S_T = 0.0685\ m^2$

- **Les charges permanentes**

$W_p = G_1+ G_2$

W_p : le poids propre de l'acrotère.

G_1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

$G_1 = 0.0685\times2500 = 171.25$ daN/ml

$G_2 = (0.01\times0.6) \times2000 = 12$ daN/ml

Donc : le poids propre : $W_p = 172.5+12 = 184.5$ daN/ml

- **Les surcharges :**

« Q » D.T.R.B.C.2.2: force horizontal sollicité due à la main courante est 1000 N/m.

L'RPA99 préconise de vérifier les éléments secondaire d'une structure à la force F_p :

$$\mathbf{F_p = 4A.C_p.W_p}$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage [2] se trouve dans la zone sismique III

A = 0.25

Cp : facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L'RPA99 :

Cp = 0.8

W_p = 184.5 daN/ml

Donc :

Fp = 4×0.25×0.8×184.5 = 147.6 daN/ml

Q = max (100 ; 147.6) $\Longrightarrow$ Q = 147.6 daN/ml

III.2.4. Les sollicitations :

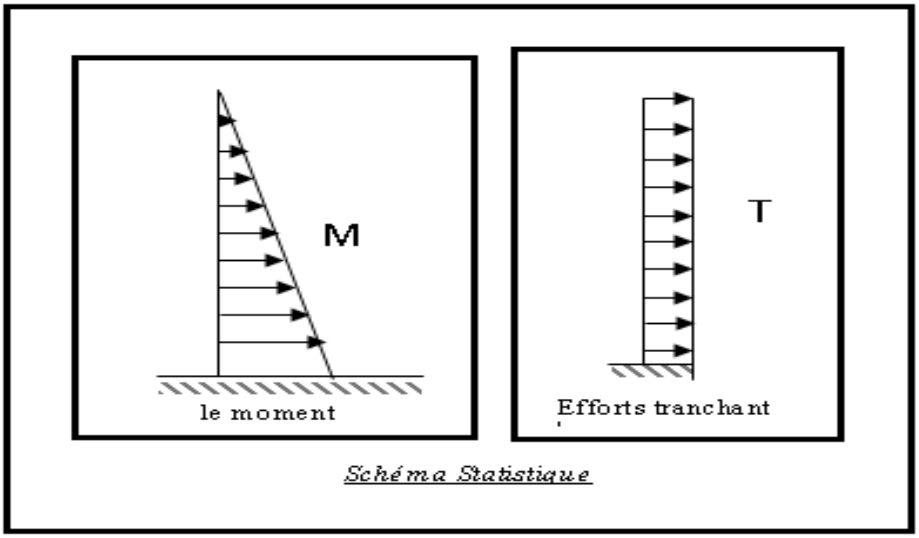


Fig.III.2. Schéma statistique.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).
M = Q × h = 147.6×0.6 = 88.56 daN.m
$\mathbf{N_u}$ = G = 184.5 daN/ml
T = Q = 100 daN/ml

- **Combinaisons d'action**
- **E.L.U :**

$\mathbf{N_u}$ = 1×N_g = 184.5 daN/ml. On ne le majoré pas puisque la poids du béton travaille dans le sens favorable.
$\mathbf{M_u}$ = 1.5×M = 1.5× 88.56 = 132.84 daN/ml
$\mathbf{T_u}$ = 1.5×T = 1.5×147.6 = 221.4 daN/ml

- **E.L.S :**

$\mathbf{N_{ser}}$ = N_g = 184.5 daN/ml
$\mathbf{M_{ser}}$ = M = 88.56 daN/ml

	$N_{u.s}$	$M_{u.s}$
E.L.U	184.5	132.84
E.L.S	184.5	88.56

III.2.5.Calcule de ferraillages :

- **Calcul d'excentricité :**

$M_u = N_u \times e_u \longrightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{132.84}{184.5} = 0.72m$

$M_{ser} = N_{ser} \times e_{ser} \longrightarrow e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{88.56}{184.5} = 0.48m$

$e_0 = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05m$

Le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif

M_{au} = Nu × e_a avec (e_a) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.53 + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.56m$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} puis on déduit la section d'acier tendue de flexion Composée :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100\overline{\sigma_s}}$$

$M_{ua} = N_u \times e_a = 184.5 \times 0.56 = 103.32$ daN.m

- **Moment réduit fictif :**

$$f_{bu} = \frac{0.85.f_{c28}}{1.5} = 14.17$$

Selon le BAEL91 :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$= 132.84 + 184.5 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 138.37 \text{ daN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_l}{f_{bu}.bd^2} = \frac{138.37 \times 10}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.0152$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{132.84}{88.56} = 1.5$$

$\mu_{bu} = 0.0152 < \mu_l = 0.392$ (Pas d'armature comprimée A'=0)

$$\alpha_u = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0152}\right) = 0.0191$$

$$A_{ul} = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e/\gamma_s} = \frac{0.8 \times 0.0191 \times 100 \times 8 \times 14.2}{400/1.15} = 0.499cm^2$$

$$A_u = A_{ul} - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 0.499 - \frac{184.5}{100 \times 348} = 0.493cm^2$$

- **Condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{d.b.f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times \frac{8 \times 100 \times 2.1}{400} = 0.966cm^2$$

Alors en prend : $A = A_{min}$ soit 5HA6 = 1.41 cm^2

- **Armature de répartition :**

$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.32 cm^2$ Soit $A_{rep} = 1.13\ cm^2$ = 4HA6

- **L'espacement:**

St = min (3h; 33 cm)
St = min (3×10; 33 cm)
St = $\frac{100}{5} = 20cm$

- **Armatures de répartition :**

$S_t = \frac{60}{4} = 15$ cm
$S_t \leq \min(3h; 33cm)$ 20cm < 30cm (c.v)

- **Vérification à l'E.L.S:**

Etat limite de compression du béton :
Position de l'axe neutre (A' = 0) le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$by^2 + 30Ay - 30dA = 0$
$100y^2 + 30 \times 1.13y - 30 \times 8 \times 1.13 = 0$
$100y^2 + 33.9y - 271.2 = 0$
$\Delta = b - 4bc = (33.9) - 4(100)(-271.2)$
$\Delta = 108513.9$
$y_1 = \frac{-b-\sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-33.9-\sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-(33.9)-\sqrt{108513.9}}{2\times100} = -1.81$
$y_2 = \frac{-b+\sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-33.9+\sqrt{108513.9}}{2\times100} = 1.48\ cm$
$I_{/AN} = \frac{b}{3}y^3 + 15[A(d-y)^2]$
$I_{/AN} = \frac{100}{3} \times 1.48^3 + 15[1.13(8-1.48)^2] = 828.61\ cm^4$
$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.15MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

Etat limite d'ouverture des fissures : (fissuration préjudiciable)

$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I}(d-y) = \frac{15\times88.56}{828.61}(8-1.48)$
$\sigma_s = 10.45MPa < \bar{\sigma}_s = 201.63MPa$ ……. (c.v)
$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$
$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 147.6 = 221.4\ daN/ml$
$\tau_u = \frac{2214}{1000\times80} = 0.027\ MPa$
$\bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0.15f_{28}}{\gamma_b} = 2.5MPa\ ; 4MPa\right\}$
$\tau_u < \bar{\tau}_u$…….. (c.v)

III.2.6. Présentation du ferraillage :

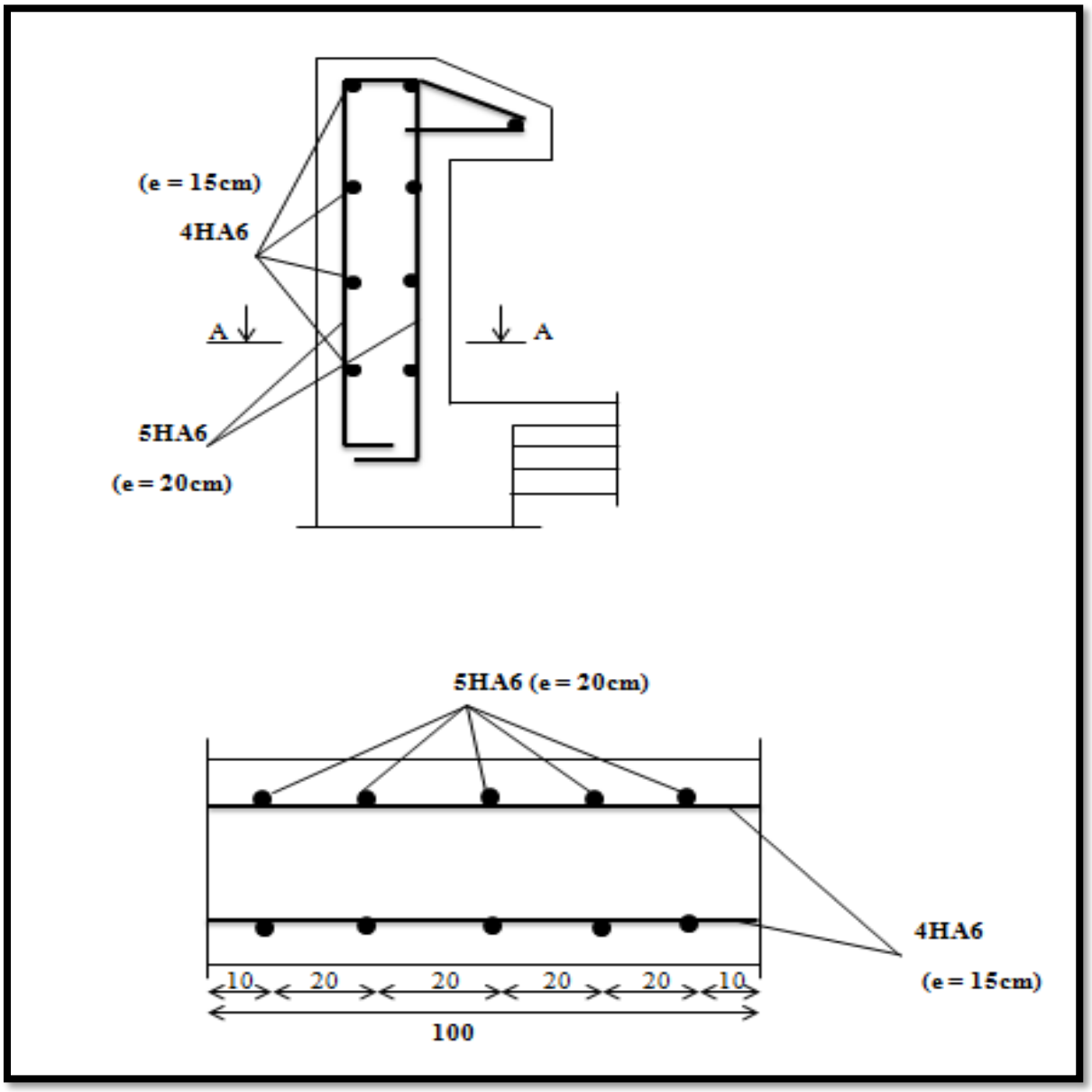


Fig.III.3. Schéma de ferraillage

III.3. Balcon :

III.3.1. Introduction :

Nous supposons pour le balcon de la dalle pleine en B.A encastrée dans la poutre de rive.

III.3.2. Pré dimensionnement :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$\frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7$ On a: L = 2.60 m

$17.33cm \leq e \leq 13cm$

On prend: e = 15 cm

III.3.3. Evaluation de charges :

1- **Balcon :**

G_T=7.09KN/m^2

Q_T= 1KN/m^2

2- **Balcon courant :**

G_T=5.33 KN/m^2

Q_T= 3.5KN/m^2

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

III.3.4. Détermination les sollicitations :

➢ **Etage courant :**

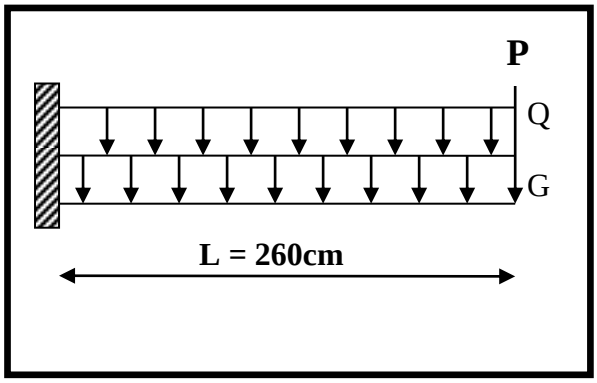


Fig.III.4. Schéma statique

g = G × 1m = 5.33 KN/ml (charge permanentes)

q = Q × 1m = 3.5 KN/ml (surcharge d'exploitation)

P = G × h × e = 2.86 × 1 × 1 = 2.86 KN (poids du mur extérieur)

$\mathbf{M_g} = \frac{gl^2}{2} = \frac{5.33 \times 2.6^2}{2}$ =18.02 KN.m

$\mathbf{M_q} = \frac{ql^2}{2} = \frac{3.5 \times 2.6^2}{2}$ = 11.83 KN.m

$\mathbf{M_p}$ = P × L = 2.86 × 2.6 = 7.44 KN.m

$\mathbf{T_g}$ = g × L = 5.33 × 2.6 =13.86 KN

$\mathbf{T_q}$ = q × L = 3.5 × 2.6 = 9.1 KN

$\mathbf{T_p}$ = p = 2.86 KN

- **Détermination la combinaison d'action :**
- **E.L.U :**

$\mathbf{M_u}$ = 1.35 (Mg + Mp) + 1.5 Mq

$\mathbf{M_u}$ = 1.35 (18.02 + 7.44) + 1.5 × 11.83 = 52.12 KN.m

$\mathbf{T_u}$ = 1.35 (Tg + Tp) + 1.5 Tq

$\mathbf{T_u}$ = 1.35 (13.86 + 2.86) + 1.5 × 9.1 = 36.22 KN.m

- **E.L.S :**

$\mathbf{M_{ser}}$ = $M_g + M_p + M_q$

$\mathbf{M_{ser}}$ = 18.02 +7.44 + 11.83 = 37.29 KN.m

III.3.5. Calcul du ferraillage

III.1.Armatures longitudinales

- **Etage courant :**

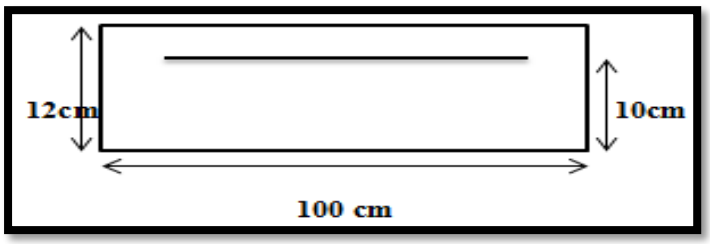


Fig.III.5. Section de balcon

- **E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{52120}{14.2\times100\times10^2} = 0.367$$

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times0.367}}{0.8} = 0.605$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.153 = 0.758$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta} = \frac{52120}{348\times10\times0.758} = 19.76\ cm^2$$

On prend : 7HA10 = 5.50 cm^2

- **Tableau récapitulatif des résultants :**

	M_{max}(N.m)	B	μ	μl	α	β	A_{calcul}(cm^2)
Console	52120	100	0.367	0.392	0.605	0.758	19.76

- **Condition de non fragilité :** BAEL.91 (art.A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23.b.d.\frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.20$$

- **Pourcentage minimal :** BAEL.91 (art.B.5.3.1)

$$A'_{min} \geq 0.0025.b.h = 0.0025 \times 100 \times 12 = 3 \text{ cm}$$

- **Tableau récapitulatif des résultants**

On prend **: 7HA20**

	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A'_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Console	19.76	1.2	3	19.76	21.99

- **E.L.S :**
- **Vérification des contraintes**

La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s

Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{52.12}{37.29} = 1.397 \quad , \quad f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

Mu(N.m)	Mser(N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
52120	37290	1.39	0.605	0.445	V

III.2-Vérification de la condition de cisaillement : BAEL.91 (art.A.5.1)5

$$\tau_u = \frac{V_0}{b_0.d} = \frac{36220}{1000 \times 100} = 0.362 \ \ 0.195\text{MPa}$$

$$\bar{\tau_u} = \min(0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$\bar{\tau_u} > \tau_u$ ⟹ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1- Les armatures de répartition

$A_t = \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.37 cm^2$

Soit : $A_t = 5Ø6 = 1.41\ cm^2$

III.3.Espacement entre les armatures

- **Les armatures longitudinales**

$S_t = \frac{100}{4} = 25\ cm$

- **les armatures transversales**

$S_t = \frac{100}{4} = 25\ cm$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$S_t^l \leq \min(3h, 33cm) \longrightarrow S_t^l = 25cm < 33cm.$

$S_t^r \leq \min(4h, 45cm) \longrightarrow S_t^r = 25cm < 45cm.$

2- **Vérification de la flèche :** BAEL.91 (art.A.6.5.1)

3- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ (**Mt :** étant le moment fléchissant maximal en travée).

4- $\frac{h}{L} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \longrightarrow \frac{0.12}{1.4\ \ 2.6} \geq \frac{0.85}{10}$ $0.085\ \ 0.046 = 0.085$ (c.v)

5- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0.12}{1.4\ \ 2.6} \geq \frac{1}{16}$ $0.085\ \ 0.046 > 0.0625$ (c.v)

6- $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \longrightarrow \frac{5.50}{100\times10} = 0.0055 < 0.011$ (c.v)

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.3.6. Présentation du ferraillage :

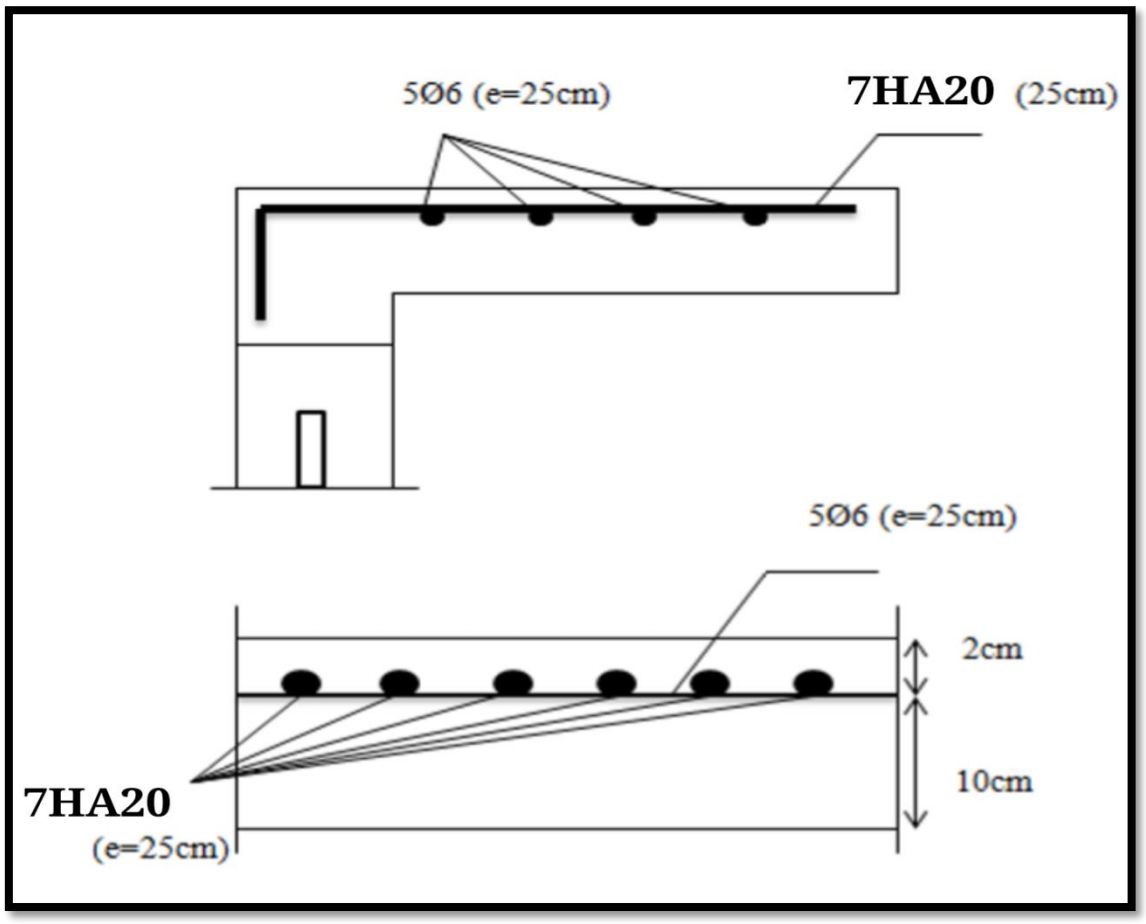


Fig.III.6.ferraillage de la console de la terrasse et l'étage courant

III.4. L'escalier :

III.4.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux permettent de passer à pied d'un a un autre, c'est l'élément de la liaison entre deux étages, et par conséquent entre les espaces qui existant sur ses niveaux, l'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

III.4.2 Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

- Escaliers à deux volées avec un palier de repos.

III.4.3 Dimensionnement :

Les dimensions caractérisant un escalier sont :

1- **e** =16 cm …….Épaisseur du palier de repos.

2- **L** =240 cm …….projection horizontale de la volée.

3- **g** =30 cm ……...Giron largeur de la marche.

4- **h**=17 cm ……..Hauteur de la contre marche.

5- $\mathbf{h_{e/2}}$=153 cm …….Hauteur de la volée.

6- **α** =32.5 cm …….Inclinaison de la paillasse.

III.4.4 Evaluation des charges :

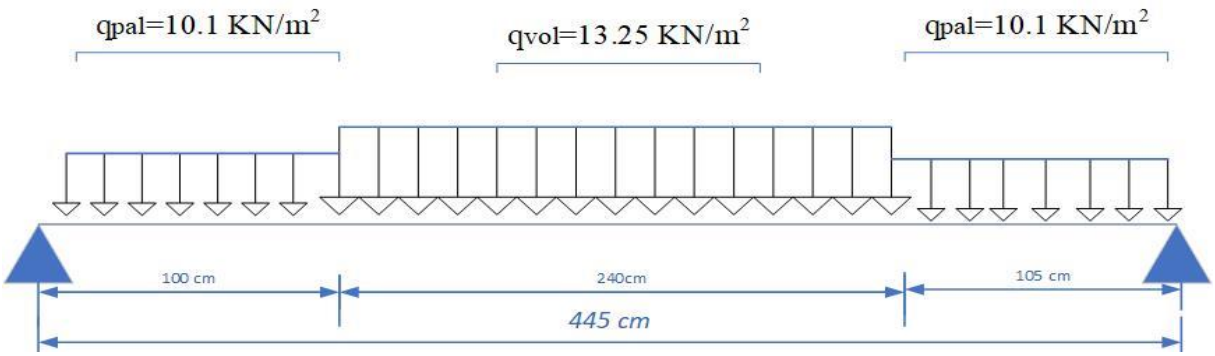
Charges et surcharge : DTR(B.C2.2)

1- Pour la paillasse :

Désignations	**e (m)**	**γ (KN/m³)**	**Charges (KN/m²)**
Carrelage+mortier de pose	0,03	20	0.6
Poids des marches	0,16/2	22	1.76
Poids de la paillasse	0,16/cosα	25	4.58
Enduit en plâtre	0,01	10	0.1
			G=7.04 KN/m²
			Q=2.5 KN/m²

2- Pour le palier de repos :

Désignations	**e (m)**	**γ (KN/m³)**	**Charges (KN/m²)**
Carrelage+mortier de pose	0,03	20	0.6
Poids de palier	0,16	25	4
Enduit en plâtre	0,01	10	0.1
			G=4.7 KN/m²
			Q=2.5 KN/m²



- **charge et surcharge :**

  Paillasse : $g = G \times 1m = 7.04 \times 1m = 7.04$ KN/m

  Palier: $g = G \times 1m = 4.7 \times 1m = 4.7$ KN/m

  $q = Q \times 1m = 2.5 \times 1m = 2.5$ KN/m

- **Les combinaisons :**

ELU : Pu = 1,35G + 1,5Q

ELS : P_{ser} = G + Q

	Volée (KN/m)	**Palier (KN/m)**
ELU	13.25	10.1
ELS	9.54	7.2

- **Les sollicitations :**

  - La charge équivalente : $P_{eq} = \dfrac{P_1.L_1 + P_2.L_2 + P.L}{L_1 + L_2 + L}$

  - Le moment isostatique : $M_o = P_{eq} \dfrac{L^2}{8}$

  - L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \dfrac{L}{2}$

	P_{eq} (KN/m)	M_o (KN.m)	$M^a = 0.3M_o$	$M^t = 0.85M_o$	T_u (KN)
ELU	11.8	25.4	7.62	21.6	24.49
ELS	9.074	19.53	5.86	16.6	18.83

- **Calcul de ferraillage :**

Armatures longitudinales :

E.L.U :

L'enrobage : $c \geq e + \frac{\phi}{2}$, $\phi \leq \frac{h}{10}$.

e = 1cm, c = 2cm, d = h – c = 16 – 2 = 14 cm 27

$f_e = 400$ MPa , $\sigma_s = 348$ MPa , $\overline{\sigma}_b = 14{,}2$ MPa

$\mu_\ell = 0.392$, $\mu < \mu\ell \Rightarrow$ À = 0

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b . b . d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s . \beta . d} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

	M_u (N.m)	μ	α	β	A_u (cm^2)	A^{adopt} (cm^2)
Travée	21600	0.078	0.10	0.96	4.62	4HA14A=6.16
Appuis	7620	0.027	0.034	0.86	1.82	4HA8=2.01

- **E.L.S :**

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification consernant σ_s.
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'énigalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \overline{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ , avec } \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M_u(N.m)	M_{ser}(N.m)	γ	f_{c28}(MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.10	21600	16600	1.3	25	0.4	CV
Appuis	0.034	7620	5860	1.3	25	0.4	CV

-Conditions de non fragilité :

- **Section minimal d'armatures : BAEL91 (art A.4.2, 1)**

$$As \geq 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$As \geq 0{,}23 \times 100 \times 14 \times \frac{2{,}1}{400} = 1.7\text{cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A_{min} \geq 0{,}001.b.h$$

$$A_{min} \geq 0{,}001.100.30 = 1.6\text{cm}^2$$

Donc : A = max (A_u ; A_{min} ; A_s)

	A_u (cm²)	A_s(cm²)	A_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	A_{adp} (cm²)
Travée	4.62	1.7	1.6	4.62	4HA14A=6.16
Appuis	1.82	1.7	1.6	1.82	4HA8=2.01

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

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{24490}{1000 \times 140} = 0.18Mpa$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa}\right) \quad \text{(BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$\bar{\tau}_u = \min(3{,}33\ ;\ 5) \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3{,}33$ MPa

$\tau_u = 0.18$ MPa $< \bar{\tau}_u = 3{,}33$ MPa (C.V)

- **Les armatures de réparation :**

$A_t = A_L / 4$

	A_t (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Travée	1.16	3HA8=1.51
Appuis	1.16	3HA8=1.51

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2.42)**

a- Armatures longitudinales :

$S_t \leq \min(3h; 33cm) = 33$ cm

Travée: $S_t = \frac{100}{3} = 33cm$

Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33cm$

b-Armatures transversales :

$S_t \leq \min(4h; 45\ cm\ ) = 45$ cm

Travée: $S_t = \frac{100}{4} = 25$ cm

Appuis: $St = \frac{100}{4} = 25$ cm

III.4.5. Présentation du ferraillage :

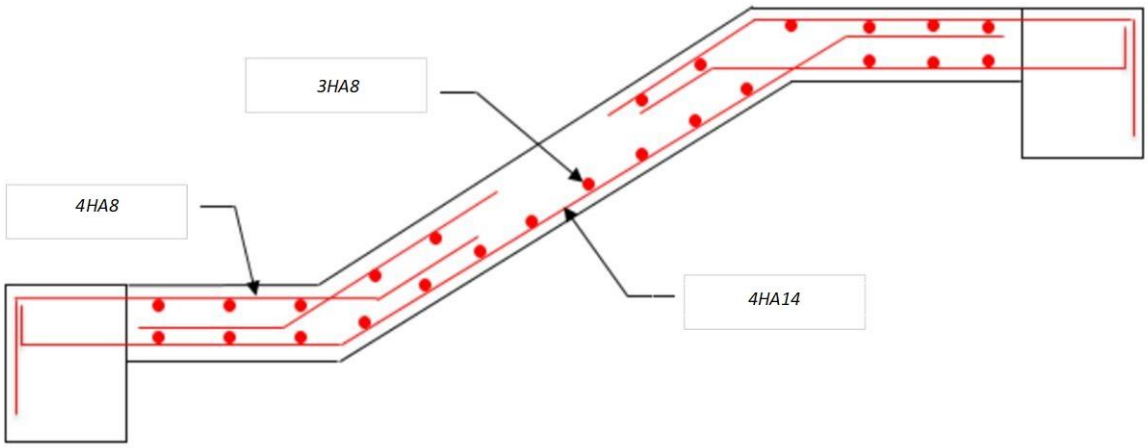


Fig.III.7. Ferraillage d'escalier**.**

III.5. La cage d'ascenseur :

III.1.Introduction :

Les bâtiments à plusieurs étages doivent être équipés par des installations mécaniques de transport des personnes et des marchandises, l'un de ces installations c'est l'ascenseur.
Dans ce projet, on admet l'utilisation d'un ascenseur de 400 Kg qui est destiné pour transporter 5 personnes.

Remarque : On se base sur l'étude de la dalle d'ascenseur, car on ignore les détails en ce qui concerne les accessoires (machinerie)

III.2.Etude de la dalle d'ascenseur

La dalle de l'ascenseur est soumise à un chargement plus important que celui des planchers, elle support son poids propre, poids des machines, surcharges . . . etc.

La dalle est un panneau carrée de dimensions : ℓ_x = 2,00 m ℓ_y = 2,00 m.

III.2.1.Méthode de calcul

La dalle de l'ascenseur est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple

La dalle d'ascenseur repose sur quatre côtés, celle-ci étudié par la même méthode simplifiée.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur dans les deux directions.

III.2.2.Evaluations des charges

D'après les recommandations techniques de fabrication de l'ascenseur la somme des charges appliquées sur cette dalle est :

$P = \sum P_i = 100000N$ Le poids propre des machines

Le poids propre de la dalle : 0.20 25000 = 5000 N/m^2

.Donc :

La charge : G = $\frac{P_{machine}}{Surface(m^2)} + P_{dalle} = \frac{100000}{2 \times 2} + 5000 = 30000N/m^2$

Surcharge : Q =1000 N/ml

Pour une bande de 1m de largeur, on a :

g = G $\times$1m = 30000 N/ml.

q = Q $\times$1m = 1000 N/ml.

III.2.3.Combinaisons des charges

- E.L.U : P_u = 1,35 g + 1,5 q = 42000 N/mℓ.
- E.L.S : P_{ser} = g + q = 31000N/mℓ.

III.2.4.Détermination des sollicitations

On a : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2} = 1$

$M_{0x} = \mu_x . P . l_x^2$; $M_{0y} = \mu_y . M_{0x}$

$M_{tx} = 0.85 M_{0x}$; $M_{ty} = 0.85 M_{0y}$

$M_{ax} = 0.3 M_{0x}$; $M_{ay} = 0.3 M_{0y}$

$T_{max} = \frac{P_u . l_x . l_y}{2l_x + l_y}$

		μ	M_0 « N.m »	M_a « N.m »	M_t « N.m »	T « N »
	Sens X	0.0368	6182.4	1854.72	5255.04	
	Sens-Y	1	6182.4	1854.72	5255.04	
	Sens X	0.0442	5480.8	1644.24	4658.68	
	Sens-Y	1	5480.8	1644.24	4658.68	

III.2.5. Calcul du ferraillage longitudinal à E. L.U :

Pour le ferraillage, on utilise des barres FeE400.

L'enrobage

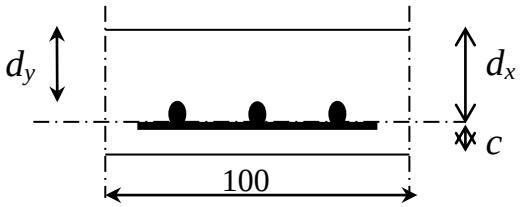
$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

$c_0 \geq 1\,cm$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$$\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2$$

$$\Rightarrow c_0 = 1\,cm. \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2$$

Condition pour qu'il n'Ya pas à placer crachats



$$L_{sx} \leq \frac{L_x}{4} \qquad L_{sy} \leq \frac{L_y}{4}$$

$$L_{sx} = 35.3\emptyset_x \leq \frac{L_x}{4} \qquad L_{sy} = 35.3\emptyset_y \leq \frac{L_y}{4}$$

$$\emptyset_x \leq \frac{2000}{4\times 35.3} = 14.16mm \qquad 13H$$

$$\emptyset_y \leq \frac{2000}{4\times 35.3} = 14.16mm \qquad 13H$$

$$d_x = h - c - \frac{1}{2}\emptyset_x = 20 - 2 - \left(\frac{1}{2}\times 1.3\right) = 17.35cm$$

$$d_y = h - c - \frac{1}{2}\emptyset_y = 20 - 2 - 1.3 - \left(\frac{1}{2}\times 1.3\right) = 16.05cm$$

$$\mu = \frac{M}{\overline{\sigma}_b.b.d^2}$$

$\mu < \mu\ell \Rightarrow$ À = 0 $\qquad A = \dfrac{M}{\overline{\sigma}_S.d.\beta}$

- **en travée :**

Moment	**M_u(N.m)**	**B**	**d**	**μ**	**α**	***β***	**σ_s (MPa)**	A **(cm^2)**
M_{tx}(N.m)	5255.04	100	17.35	0.012	0.015	0.994	348	0.87
M_{ty}(N.m)	5255.04	100	16.05	0.014	0.017	0.993	348	0.94

- **sur appuis :**

Moment	**M_u(N.m)**	**B**	**d**	**μ**	**α**	***β***	**$\sigma_{s(MPa)}$**	A **(cm^2)**
Mtx(N.m)	1854.72	100	17.35	0.0043	0.0053	0.997	348	0.30
Mty(N.m)	1854.72	100	16.05	0.0050	0.0062	0.997	348	0.33

Vérification:

➢ **Condition De Non Fragilité :** BAEL91 (art A.4.2, 1)

$$A_{min}^{x} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0{,}23*100*17.35*2{,}1/400=1.84 \Rightarrow \quad A_{min} \geq 2.09 cm^2$$

$$A_{min}^{y} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0{,}23*100*16.05*2{,}1/400=1.66 \Rightarrow \quad A_{min} \geq 1.93 cm^2$$

➢ **Pourcentage Minimal :** BAEL91 (art B.7.4) P181-183

$$A_l \geq 0.0008 \left(\frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \right) b.h = 0.0008 \left(\frac{3 - \frac{2}{2}}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.6$$

$$A_l \geq 2.10 \ cm^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots A_{totale} = \max(A_u ; A_{min} : A_{cal}^{u})$$

en travée

Moment	**B**	**d**	**A_{min} (cm^2)**	**A_l (cm^2)**	**A_{cal} (cm^2)**	A_{max} **(cm^2)**	A_{adop} **(cm^2)**
Mtx(N.m)	100	17.35	2.09	1.6	0.87	2.09	5HA8 =2.51
Mty(N.m)	100	16.05	1.93	1.6	0.94	1.93	4HA8 =2.01

sur appuis

Moment	**B**	**d**	**A_{min} (cm^2)**	**A_l (cm^2)**	**A_{cal} (cm^2)**	A_{max} **(cm^2)**	A_{adop} **(cm^2)**
Mtx(N.m)	100	17.35	2.09	1.6	0.30	2.09	5HA8 =2.51
Mty(N.m)	100	16.05	1.93	1.6	0.33	1.93	4HA8 =2.01

➢ **Espacement des armatures :** [BAEL91 (A.8.2, 42) …….. page 99]

1- Armatures longitudinales

$S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$
On prend $S_t = 20$ cm

2- Armatures transversales

$S_t \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) = \min (80 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$
On prend $S_t = 25$ cm

III.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement: [BAEL91 (A.5.1, 1)

$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0.d}$ …… (A.5.1, 1) p51

$V_u = T = 28000N$

$\tau_u = \frac{28000}{1000\times173.5} \longrightarrow \tau_u = 0.161MPa$

$\overline{\tau_u} = min\left(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = min(3.33, 5MPa) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \overline{\tau_u} = 3.33MPa$

$\tau_u = 0.161MPa < \overline{\tau_u} = 3.33MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots C.V$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée, on n'a pas besoin des armatures transversales.

III.2.7. Vérification à l'E.L.S

Étant donné que la fissuration est peu préjudiciable nous avons seulement à vérifier que, pour chacune des sections étudiées, les conditions

$\sigma_b \leq 0.60f_{c28} = 15MPa \qquad 14.2MPa < 15MPa$

$\sigma_s \leq f_e = 400MPa \qquad 348MPa < 400MPa$

A titre d'exemple, on peut vérifier la section dans laquelle $M_x = 4658.68N.m$, nous avons :

A = 2.51 cm^2 b = 100 cm d = 15.25 cm

$\rho_1 = \frac{100\times2.51}{100\times17.35} = 0.144$

$\mu_1' = 0.0872 \qquad K_1 = 65.64$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu_1'.b.d^2} = \frac{4658.68}{17.35^2\times100\times0.0872} = 1.77MPa < 15MPa$

$\sigma_s = k_1.\sigma_b = 65.64 \times 1.77 = 116.18 < 400MPa$

III.2.8. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.7.5) …….page 183

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) cotés on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x} \longrightarrow \frac{20}{200} = 0.2 > \frac{0.85M_x}{20M_x} = 0.0425 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots C.V$

$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \qquad \frac{2.51}{100\times17.35} = 0.0014 < \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots C.V$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.9. Présentation du ferraillage:

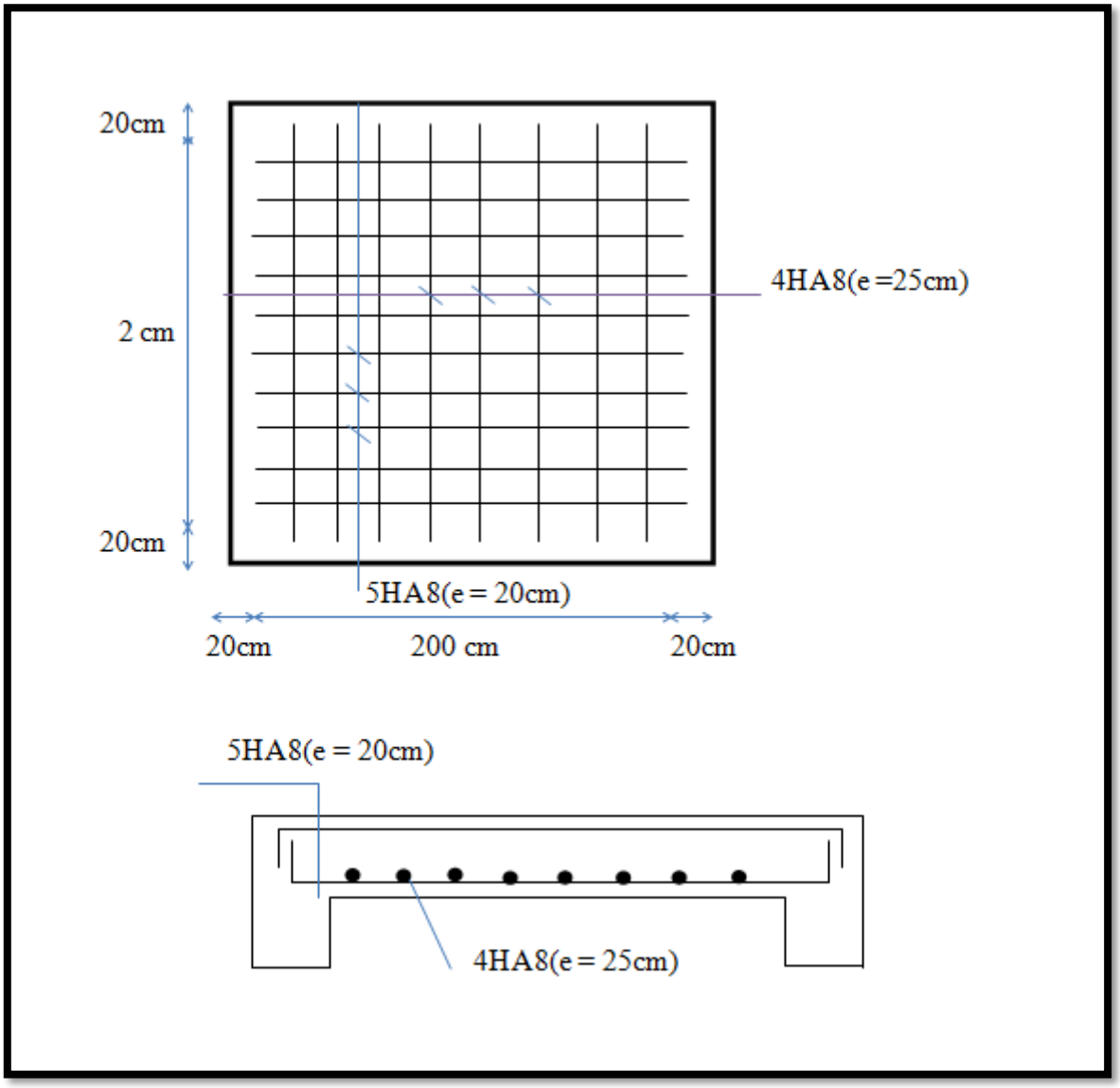


Fig.III.8. Ferraillage de la dalle terrasse d'ascenseur**.**

Chapitre IV :

Etude des planchers

IV.1. Introduction :

Les planchers sont des plates formes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux aux étages.

Ce sont des ouvrages autoporteurs (de leur poids propre, de charges d'exploitation, des charges climatiques s'il s'agit d'une toiture, et les accessoires).

Pour transmettre les efforts horizontaux aux éléments verticaux le plancher doit être capable d'agir comme un diaphragme de très grande rigidité

IV.2 .Les planchers à corps creux :

IV.2.1. Définition :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposée être infiniment rigides dans leur Plan. Ils ont pour rôle de :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique

IV.2.2. fonctions nécessaires de Plancher:

- Résistance mécanique.
- Rigidité aux déformations.
- Etanchéité.
- Isolation thermique.
- Résistance à l'incendie accidentel.
- Exigences architecturales, planéité, esthétique…
- Economique de matières et de fabrication.

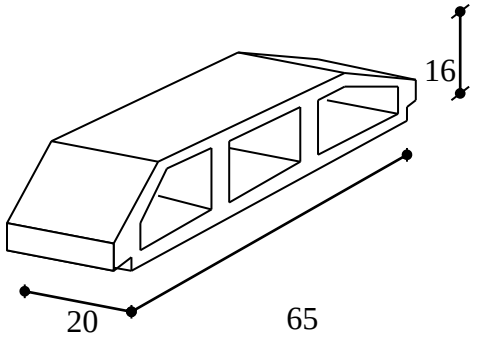


Fig .IV.1. Corps Creux

IV.2.3. Conception des planchers

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à corps creux… Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux). De dimensions (16×20×65) cm3, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

IV.2.4. Étude des poutrelles:

a. Dimensions :

Comme on a vu dans le chapitre précédent, les dimensions de poutrelle sont :

$h_t = 20\,cm$;

$h_0 = 4\,cm$;

$b = 65\,cm$;

$b_0 = 10\,cm$;

$b_1 = 27.5cm.$

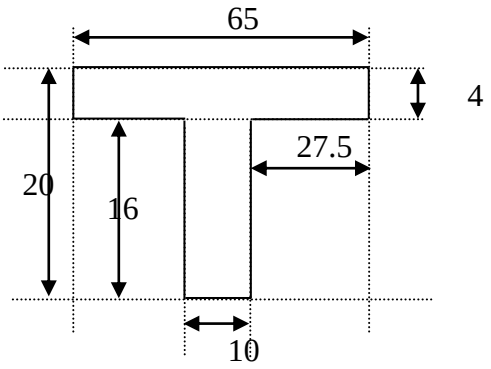


Fig. IV.2. Schéma de poutrelle.

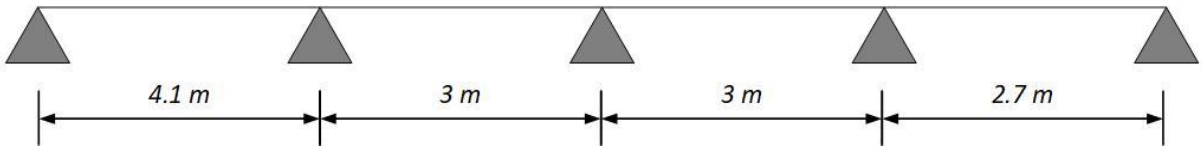
b. **Évaluation des charges** :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	q_u(KN/m)	q_s(KN/m)
Etage courant	5.13	1.5	9.18	5.97
Terrasse	6.35	1	10.07	6.55

c. Type des poutrelles :

Type 1 :



Type 2 :

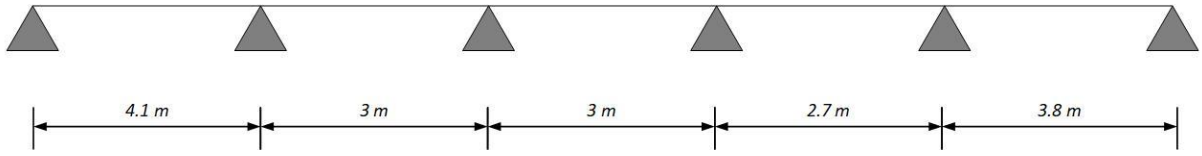


Fig. IV.3. Schéma statique des poutrelles

IV.3. Méthode de calcul:

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/99

Sont les suivantes:

1. la charge d'exploitation modérer : $Q \leq \max(2G ; 5\ KN/m^2)$
2. l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. le rapport entre deux portées successives doit être comprise entre 0,8et 1,25.
4. la fissuration est peu nuisible.

-La troisième condition n'est pas vérifié donc en applique la méthode de CAQUOT pour les cas (étages courants et terrasse).

IV.3.1. la méthode de Caquot :

$$M_a = \frac{q_w \times l'^3_w + q_e \times l'^3_e}{8{,}5\left(l'_w + l'_e\right)}$$

Avec :

L' = L pour une travée de rive.

L' = 0,8L pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente a gauche de l'appuis.

q_e : charge permanente a droite de l'appuis

- Pour une charge répartie :

$$M_a = \frac{q_w \times l'^3_w + q_e \times l'^3_e}{8{,}5\left(l'_w + l'_e\right)}$$

- Pour une charge concentrée :

$$M_a = \frac{q_w \times l'^3_w + q_e \times l'^3_e}{8{,}5\left(l'_w + l'_e\right)}$$

$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{\left(M_i - M_{i-1}\right)}{l}x$$

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{ql}\right)$$

IV.3.2 Calcul des sollicitations :

Type 1 :

- **Étage courant**

$M_0 = ql^2/8$

travées	AB	BC	CD	DE
ELU :	19.29	10.33	10.33	8.37
ELS :	12.24	8.96	8.96	8.06

- **les moments sur appuis :**

appuis	A	B	C	D	E
ELU :	0	13.75	6.22	7.096	0
ELS :	0	8.94	4.046	4.61	0

- **les moments en travée :**

travées	AB	BC	CD	DE
x	2.42	1.23	1.53	1.064
ELU:	26.78	6.9	10.77	5.19
ELS :	17.41	4.49	7	3.38

Les efforts tranchant T :

$$T_W = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q.l}{2}$$

Avec:

M_e: moment en appui de droite de la travée considérée.
M_w: moment en appui de gauche de la travée considérée.
L : portée de la travée.

	travées	AB	BC	CD	DE
ELU :	T_o	18.82	13.77	13.77	12.39
	T_g	15.47	16.28	13.48	15.02
	T_d	-22.17	-11.26	-14.06	-9.76
ELS :	T_o	12.24	8.96	8.96	8.06
	T_g	11.03	11.62	9.62	10.72
	T_d	-15.82	-8.04	-10.03	-6.97

Plancher terrasse :

$M_0 = ql^2/8$

travées	AB	BC	CD	DE
ELU :	21.16	11.33	11.33	9.18
ELS :	13.76	7.37	7.37	5.97

- **les moments sur appuis sont :**

appuis	A	B	C	D	E
ELU :	0	15.08	6.82	7.78	0
ELS :	0	9.81	4.44	5.06	0

- **les moments en travée :**

travées	AB	BC	CD	DE
x	2.42	1.23	1.53	1.064
ELU:	29.37	7.58	11.81	5.7
ELS :	19.11	4.93	7.68	3.91

- **les efforts tranchant T :**

	travées	AB	BC	CD	DE
ELU :	T_o	20.64	15.11	15.11	13.6
	T_g	16.97	17.85	14.79	16.47
	T_d	-24.32	-12.35	-15.43	-10.71
ELS :	T_o	13.42	9.83	9.83	8.84
	T_g	10.06	10.58	8.77	9.77
	T_d	-14.42	-7.32	-9.14	-6.35

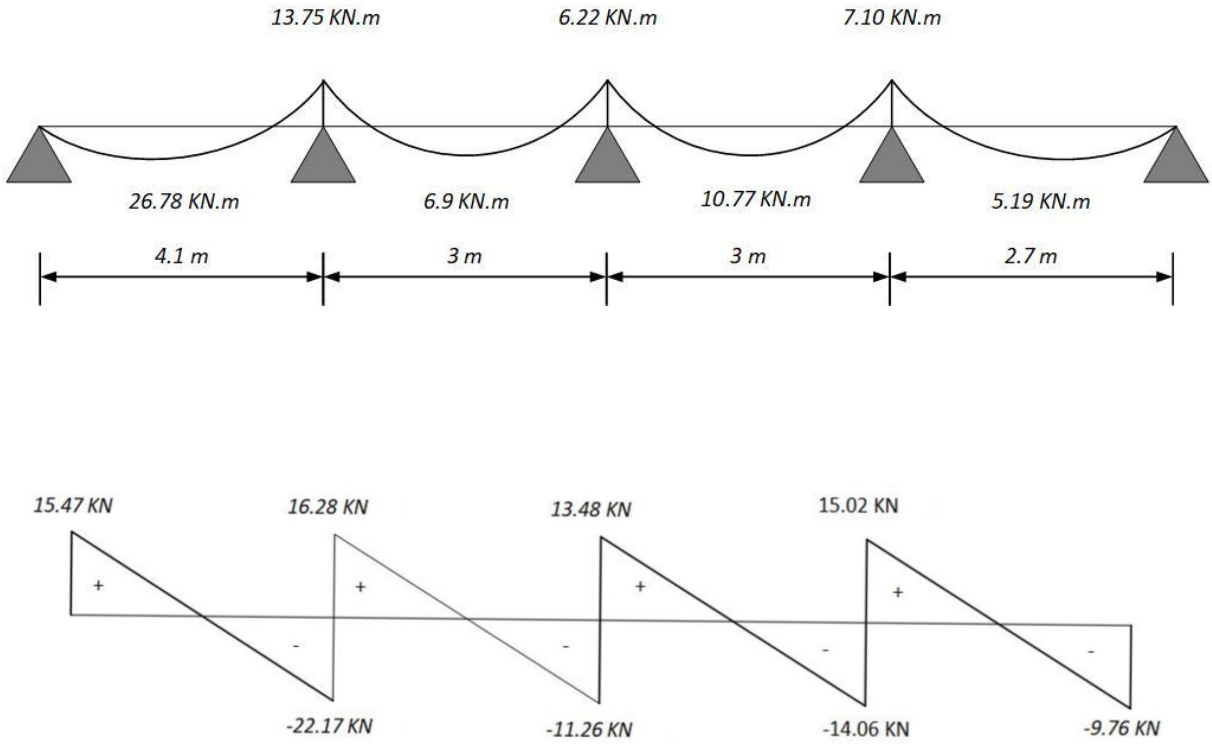
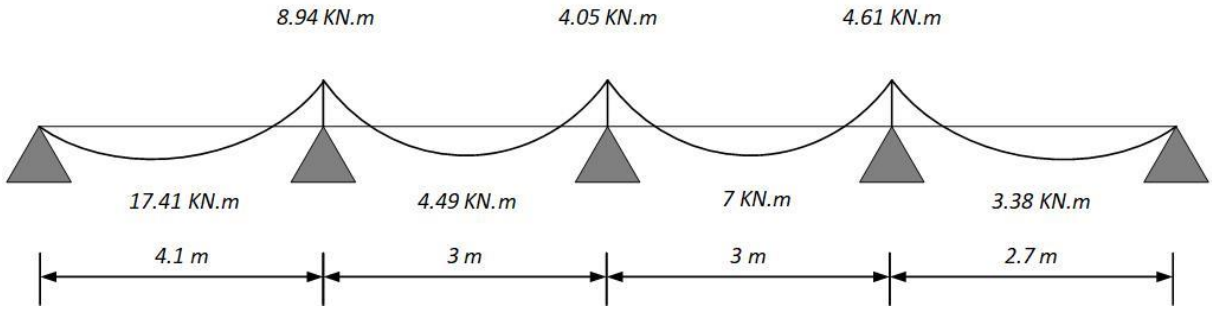


Fig. IV.3. Les moments et les efforts tranchants étage courant ELU



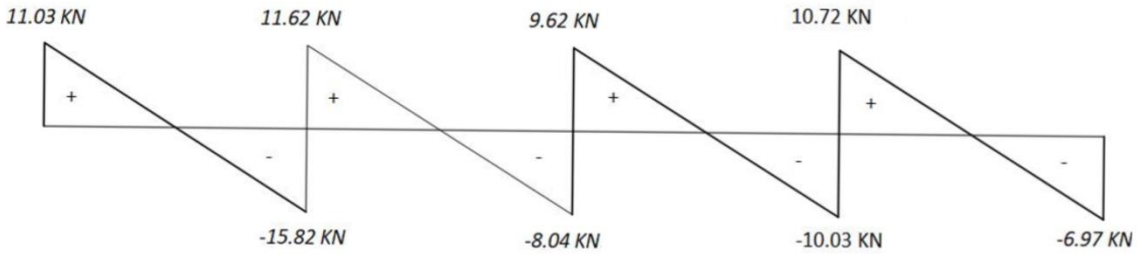


Fig. IV.4. Les moments et les efforts tranchants étage courant ELS

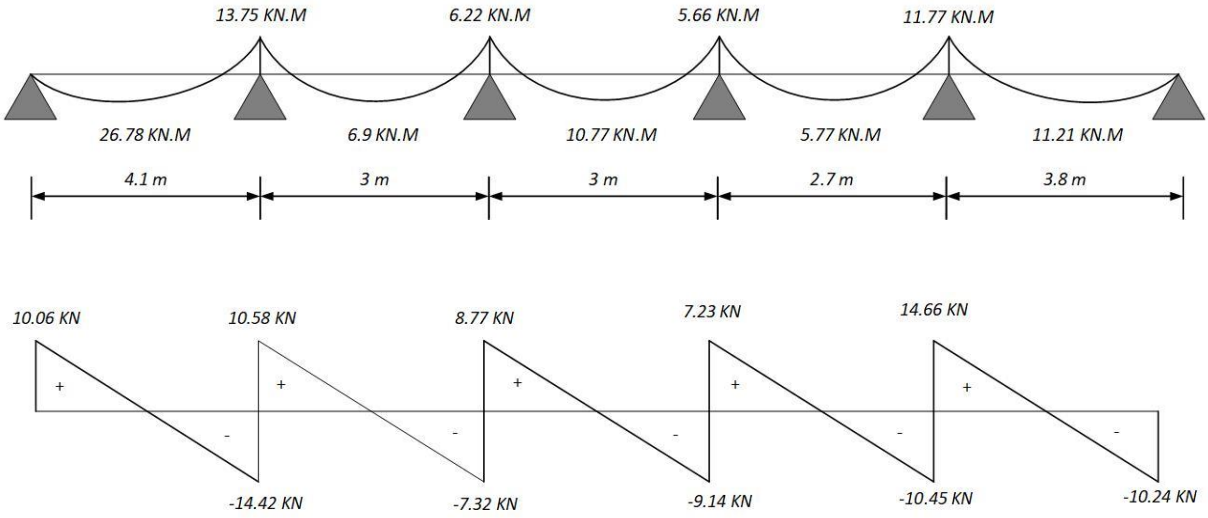


Fig. IV.5. Les moments et les efforts tranchants étage courant ELU

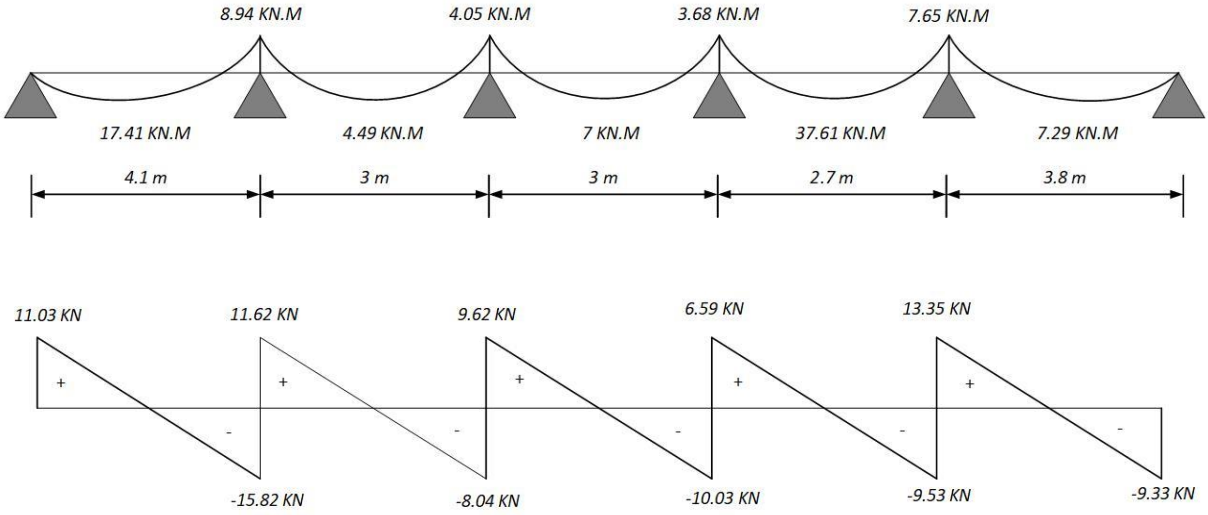


Fig. IV.6. Les moments et les efforts tranchants étage courant ELS

Type 2 :

- **Étage courant**

$M_0 = ql^2/8$

travées	AB	BC	CD	DE	EF
ELU :	19.29	10.33	10.33	8.37	16.57
ELS :	12.24	8.96	8.96	8.06	10.78

- **les moments sur appuis :**

appuis	A	B	C	D	E	F
ELU :	0	13.75	6.22	5.66	11.77	0
ELS :	0	8.94	4.046	3.68	7.65	0

- **les moments en travée :**

travées	AB	BC	CD	DE	EF
x	2.42	1.23	1.53	1.6	1.56
ELU:	26.78	6.9	10.77	5.77	11.21
ELS :	17.41	4.49	7	37.61	7.29

- **les efforts tranchant T :**

	travées	AB	BC	CD	DE
ELU :	T_o	18.82	13.77	13.77	12.39
	T_g	15.47	16.28	13.48	10.13
	T_d	-22.17	-11.26	-14.06	-14.65
ELS :	T_o	12.24	8.96	8.96	8.06
	T_g	11.03	11.62	9.62	6.59
	T_d	-15.82	-8.04	-10.03	-9.53

Plancher terrasse :

$M_0 = ql^2/8$

travées	AB	BC	CD	DE	EF
ELU :	21.16	11.33	11.33	9.18	18.18
ELS :	13.76	7.37	7.37	5.97	11.82

- **les moments sur appuis sont :**

appuis	A	B	C	D	E	F
ELU :	0	15.08	6.82	6.21	12.91	0
ELS :	0	9.81	4.44	4.04	8.4	0

- **les moments en travée :**

travées	AB	BC	CD	DE	EF
x	2.42	1.23	1.53	1.6	1.56
ELU:	29.37	7.58	11.81	12.83	12.29
ELS :	19.11	4.93	7.68	6.21	8

- **les efforts tranchant T :**

	travées	AB	BC	CD	DE
ELU :	T_o	20.64	15.11	15.11	13.6
	T_g	16.97	17.85	14.79	11.12
	T_d	-24.32	-12.35	-15.43	-16.08
ELS :	T_o	13.42	9.83	9.83	8.84
	T_g	10.06	10.58	8.77	7.23
	T_d	-14.42	-7.32	-9.14	-10.45

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Etage courant	1	26.78	17.41	13.75	8.94	16.28	11.62
	2	26.78	17.41	13.75	8.94	20.54	13.35
Terrasse	1	29.37	19.11	15.08	9.81	17.85	10.58
	2	29.37	19.11	15.08	9.81	22.53	14.66

IV.4.Calcul du ferraillage:

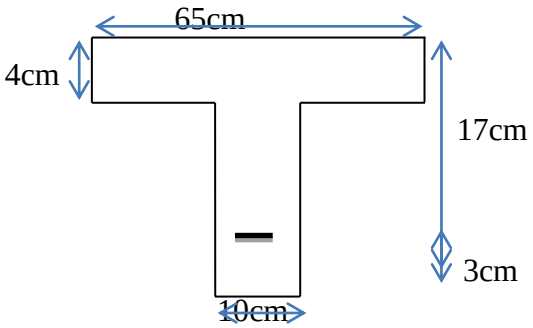
- **Plancher Étage Courant :**

b = 65cm ; b_0 = 10cm

h = 20cm ; h_0 = 4cm

d = 17 cm ; c = 3 cm

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$



Avec ;
$$\begin{cases} \gamma_b = 1{,}5 \\ \gamma_s = 1{,}15 \\ feE400 \\ fc28 = 25MPa \\ ft28 = 2{,}1MPa \\ \sigma_{bc} = 14{,}2MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{cases}$$

ELU :

- **L'enrobage :**

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

$c_0 \geq 1\,cm$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$$\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2$$

$$\Rightarrow c_0 = 1\,cm. \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2$$

Alors on adopte c=3 cm.

- **Calcul des armatures longitudinales**

- **En travées :**

$M_u = 26.78 KN.m$

Le moment fléchissant (M_{tabel}).

$$M_{Tab} = \overline{\sigma}_b \,.b\,.h_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 4\left(17 - \frac{4}{2}\right) = 55.380\ KN.m$$

$M_u^{\max} = 26.78 < 55.380 KN.m$

Donc la section en "*T* " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur *b*.

- **En appuis :**

$M_{app} = -13.75\ KN.m \Rightarrow M_{app} < 0$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue.

Alors nous considérons une section rectangulaire de largeur b_0 = 10 *cm*.

$$\mu = \frac{M}{\overline{\sigma}_b.b.d^2},\ \alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8},\ \beta = 1-0.4\alpha,\ A = \frac{M}{\sigma_s.d.\beta}$$, μl = 0.392

Tableau récapitulatif des résultats

	M(KN.m)	**b_0 (cm)**	μ	μ_l	α	β	**A_{cal}(cm^2)**
Travée	26.78	65	0.1	0.392	0.13	0.948	4.78
Appuis	13.75	10	0.335	0.392	0.532	0.787	2.95

❖ **Condition de non fragilité** : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23\, b.d.\ \frac{f_{t28}}{f_l}$$

- **En travée** :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33\ cm^2$$

- **En appuis** :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.205\ cm^2$$

❖ **Pourcentage minimale** : B.A.E.L91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001\, b\, h$$

- **En travée** :

$$A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3\ cm^2$$

- **En appuis** :

$$A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2\ cm^2$$

Tableau récapitulatif des résultats : A = max (A_{cal}, A_{min}, A'_{min})

	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A'_m (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)
Travée	4.78	1.33	1.3	4.78	3HA16=6.03
Appuis	2.95	0.205	0.2	2.95	2HA14=3.08

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est peu préjudiciable alors on va vérifier la contrainte due à la section du béton

σ_b est la contrainte max due à l'acier σ_s .

Calculer y_1 par résolution de l'équation :

$$\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution pratique de cette équation est donnée par les formules :

$$D = \frac{15A}{b} \qquad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \qquad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \qquad k_1 = \frac{15(1-\alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \qquad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 b d^2}$$

- **En travée :**

Mt = 17.41 KN.m

$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 4.78}{65} = 1.1$ $\qquad E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.50 \times 17 = 37.4$

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.08$

$\alpha_1 = \frac{y_1}{d} = 0.3$, $\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0.9$

$k_1 = \frac{15(1-\alpha_1)}{\alpha_1} = 35$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{A.\beta_t.d} = \frac{17410}{4.78 \times 0.93 \times 17} = 230.38Mpa$$

$$\sigma_b = \frac{2.M_s^t}{A.\beta_t.d^2} = \frac{\sigma s}{K1} = 6.58Mpa$$

FeE400 $\Rightarrow \bar{\sigma}_s$ =400MPa

σ_s = 230.38 MPa $\leq \bar{\sigma}_s$ =400MPa

σ_b =6.58 $\leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$ =0.6x25=15MPa

Alors la condition est vérifiée.

- **En appuis**

Ma = 8.94 KN.m

$$D = \frac{15A}{b_0} = \frac{15 \times 2.95}{10} = 4.43..;...E = 2 \times D \times d = 2 \times 4.43 \times 17 = 180.62$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -4.43 + \sqrt{4.43^2 + 180.62} = 8.62$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d} = \frac{8.62}{17} = 0.51.....;;.....\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 1 - \frac{0.51}{3} = 0.83$$

$$k_1 = \frac{15(1-\alpha_1)}{\alpha_1} = \frac{15(1-0.51)}{0.51} = 14.41$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^{appui}}{A.\beta.d} = \frac{8940}{2.95 \times 0.83 \times 17} = 214.77Mpa$$

$$\sigma_s = 214.77Mpa \leq \overline{\sigma_s} = 400Mpa$$

$$\sigma_b = \frac{2.M_s^{appui}}{\alpha_1.\beta.b_0.d^2} = \frac{\sigma s}{K1} = 14.90Mpa$$

$$\sigma_b = 14.90 \leq \bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

Alors la condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après BAEL91 (A.5.1, 1)……page51

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times 2}$

T_u : la valeur de l'effort tranchant vis -à -vis à l'E.L.U

b_0 : désigne la largeur de l'âme.

d : la hauteur utile de la nervure.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{20540}{1000 \times 170} = 0{,}12 Mpa$$

Les armatures d'âme sont droit ($\perp$ à la fibre moyenne) donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs.

$$\bar{\tau} = \min(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa) \qquad \bar{\tau}_u = \min(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.12Mpa \leq \overline{\tau_u} = 3.33MPa.....(C.V)$$

❖ **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min(0{,}571; 1{,}2; 1{,}2)$$

On prend $\phi_t = 6\,mm$ avec une nuance d'acier FeE215

Choix: **2HA6** $\longrightarrow$ $A_t = 0{,}57\,cm^2$

Plancher Terrasse :

ELU :

❖ **L'enrobage :**

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

$c_0 \geq 1\,cm$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$$\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2$$

$$\Rightarrow c_0 = 1\,cm. \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2$$

Alors on adopte c=3 cm.

❖ **Calcul des armatures longitudinales**

- **En travées :**

$M_u = 29.37\,KN.m$

Le moment fléchissant (M_{tabel}).

$$M_{Tab} = \overline{\sigma}_b \,.b\,.h_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 4\left(17 - \frac{4}{2}\right) = 55.380\ KN.m$$

$M_u^{\max} = 29.37 < 55.380 KN\,.\,m$

Donc la section en "*T* " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur *b*.

- **En appuis :**

$M_{app} = -15.8\ KN.m \Rightarrow M_{app} < 0$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue.

Alors nous considérons une section rectangulaire de largeur b_0 = 10 *cm*.

$\mu = \frac{M}{\overline{\sigma}_b.b\,.d^2}$, $\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8}$, $\beta = 1-0.4\alpha$, $A = \frac{M}{\sigma_s.d.\beta}$, μl = 0.392

Tableau récapitulatif des résultats

	M(KN.m)	**b0 (cm)**	μ	μ_l	α	β	**A_{cal}(cm^2)**
Travée	29.37	65	0.11	0.392	0.146	0.942	5.27
Appuis	15.8	10	0.385	0.392	0.651	0.740	3.61

❖ **Condition de non fragilité** : B.A.E.L (1.4.2.1)

$A_{min} \geq 0.23\ b.d.\ \frac{f_{t28}}{f_l}$

- **En travée** :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33\ cm^2$$

- **En appuis** :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.205\ cm^2$$

❖ **Pourcentage minimale** : B.A.E.L91 (art B.6.4)

$A'_m \geq 0.001\ b\ h$

- **En travée** :

$$A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3\ cm^2$$

- **En appuis** :

$$A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2\ cm^2$$

Tableau récapitulatif des résultats : A = max (A_{cal}, A_{min}, A'_{min})

	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A'_m (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)
Travée	5.27	1.33	1.3	5.27	3HA16=6.03
Appuis	3.61	0.205	0.2	3.61	2HA16=4.02

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est peu préjudiciable alors on va vérifier la contrainte due à la section du béton σ_b est la contrainte max due à l'acier σ_s .

Calculer y_1 par résolution de l'équation :

$$\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution pratique de cette équation est donnée par les formules :

$$D = \frac{15A}{b} \qquad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \qquad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \qquad k_1 = \frac{15(1-\alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \qquad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 b d^2}$$

- **En travée :**

Mt = 19.11 KN.m

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 5.27}{65} = 1.22 \qquad E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.50 \times 17 = 41.48$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.34$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d} = 0.31 \quad , \quad \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0.9$$

$$k_1 = \frac{15(1-\alpha_1)}{\alpha_1} = 33.39$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{A.\beta_t.d} = \frac{19110}{5.27\times 0.9\times 17} = 237.01Mpa$$

$$\sigma_b = \frac{2.M_s^t}{A.\beta_t.d^2} = \frac{\sigma s}{K1} = 7.1Mpa$$

FeE400 $\Rightarrow \bar{\sigma}_s$ =400MPa

σ_s = 237.01 MPa ≤ $\bar{\sigma}_s$ =400MPa

σ_b =7.1 ≤ $\bar{\sigma}_b = 0.6\times f_{c28}$ =0.6x25=15MPa

Alors la condition est vérifiée.

- **En appuis**

Ma = 9.81KN.m

$$D = \frac{15A}{b_0} = \frac{15\times 3.61}{10} = 5.42.;...E = 2\times D\times d = 2\times 4.43\times 17 = 184.28$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -4.43 + \sqrt{4.43^2 + 180.62} = 9.2$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d} = \frac{8.62}{17} = 0.54.....;;.....\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 1 - \frac{0.51}{3} = 0.82$$

$$k_1 = \frac{15(1-\alpha_1)}{\alpha_1} = \frac{15(1-0.51)}{0.51} = 12.77$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^{appui}}{A.\beta.d} = \frac{9810}{3.61\times 0.82\times 17} = 194.94Mpa$$

$$\sigma_s = 194.94Mpa \le \overline{\sigma_s} = 400Mpa$$

$$\sigma_b = \frac{2.M_s^{appui}}{\alpha_1.\beta.b_0.d^2} = \frac{\sigma s}{K1} = 15.27Mpa$$

$$\sigma_b = 15.27 \le \bar{\sigma} = 0.6\times f_{c28} = 0.6\times 25 = 15MPa$$

Alors la condition vérifiée.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après BAEL91 (A.5.1, 1)……page51

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0\times 2}$

T_u : la valeur de l'effort tranchant vis -à -vis à l'E.L.U

b_0 : désigne la largeur de l'âme.

d : la hauteur utile de la nervure.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{20540}{1000 \times 170} = 0{,}13Mpa$$

Les armatures d'âme sont droit ($\perp$ à la fibre moyenne) donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs.

$$\overline{\tau} = \min(0.20\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa) \qquad \overline{\tau_u} = \min(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.33; 5MPa) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.13Mpa \leq \overline{\tau_u} = 3.33MPa.....(C.V)$$

❖ **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$\phi_t \leq \min(0{,}571; 1{,}2; 1{,}2)$

On prend $\phi_t = 6\,mm$ avec une nuance d'acier FeE215

Choix: **2HA6** $\longrightarrow$ $A_t = 0{,}57\,cm^2$

IV.5.Présentation du ferraillage:

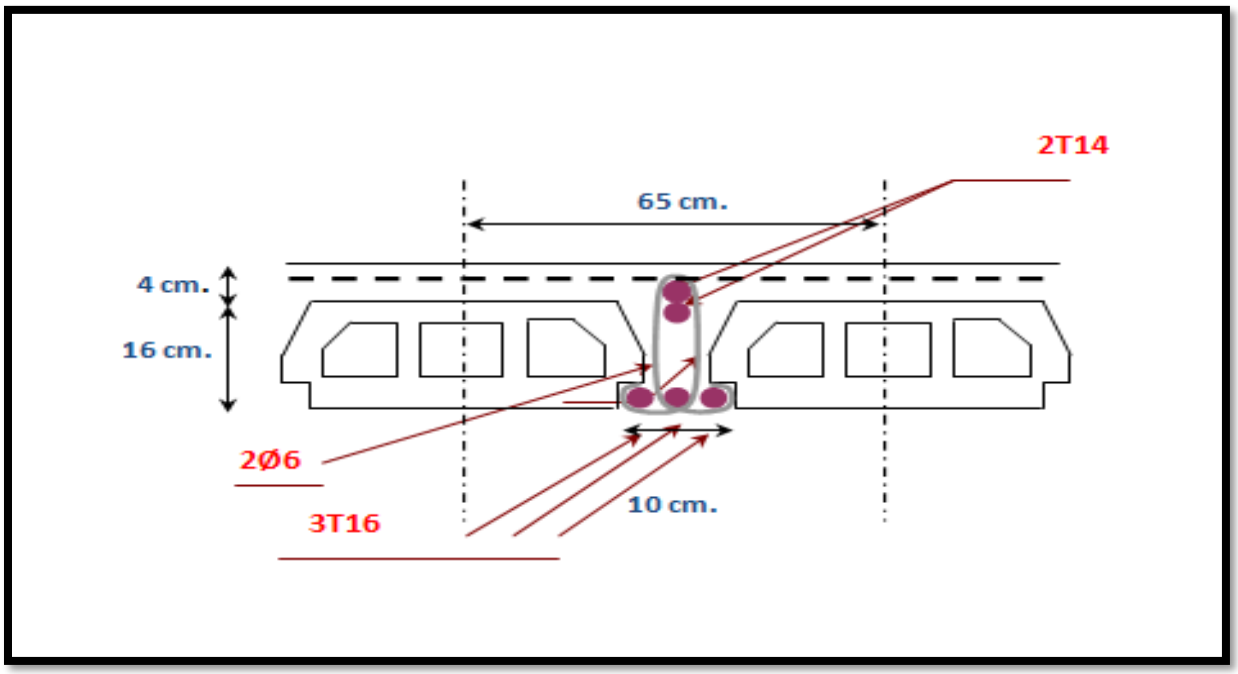


Fig. IV.8: ferraillage de poutrelle (plancher étage courant)

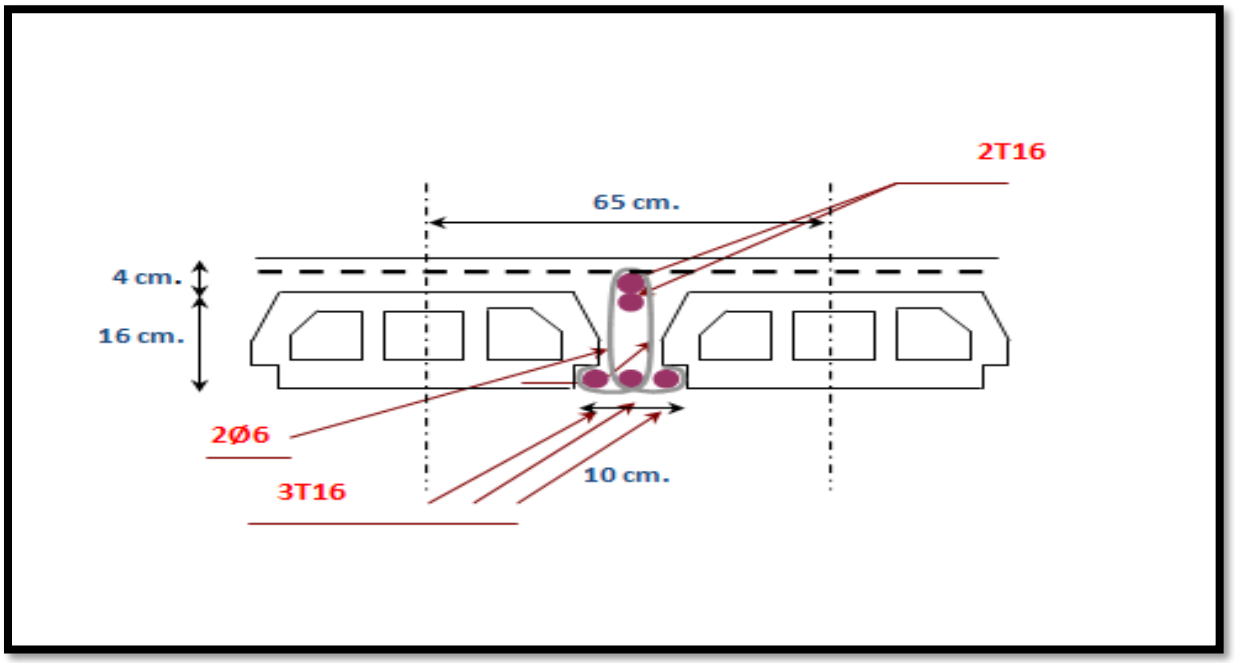


Fig. IV.9: ferraillage de poutrelle (plancher terrasse)

Chapitre V :

Etude dynamique

V.1. Introduction :

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rond l'étude de comportement de structure sons l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifie selon les règles parasismique algériennes.

V.2. Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accéléra grammes

V.2.1- Méthode statique équivalente : RPA99 (Art. 4.1.2)

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

- **Demain d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Version 2003 (page 25)

V.2.2- Méthode d'analyse modale spectrale :

- principe :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure st le maximum des effets engendres par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcule. Les modes propres de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties. L'étude dynamique sismique e été fait du logiciel de calcule de structure (Robot), par ailleurs ce calcule a été complète par des

vérifications analytique conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle **RPA99 v2003.**

- **Demain d'application :**

La méthode analyse nodale spectrale est appliquée par tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas ou méthodes statique équivalent est inapplicable.

V.2.3- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

-Principe :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

V.3. Calcule des actions sismiques (selon la méthode dynamique modale spectrale) :

V.3.1. Présentation du logiciel de calcule :

Le logiciel de calcule adopte pour effectuer cette analyse, et logiciel **ROBOT Structural Analyse Professional.**

Le system Robot est un logiciel CAO/ DAO destine a modéliser, analyser et dimensionne les différents types de structures.

- **Description de logiciel ROBOT :**
  - ✓ il est connu exclusivement pour le calcule des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce a une interface graphique.
  - ✓ Il permet une descente de charge automatique et rapide.
  - ✓ Calcule automatique de centre de Torsion et centre de masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
  - ✓ Les voiles sont modélisé comme des éléments (dalle) a (04 nœuds).
  - ✓ Les poteaux et les poutres sont modélisés comme des éléments (barre) a (02 nœuds), (chaque nœuds ayant (06) dégrée de liberté).
  - ✓ Les planchers sont considéré rigides dans leur plan et son simules par des diaphragmes.

- **Buts de l'analyse dynamique :**
  - Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
  - Déterminer les modes et les périodes propres (ROBOT considère un modèle brochette encastre a la base ou les masses sont considéré concentre au niveau de chaque plancher).
  - La masse des planchers est calcule de manière a inclure une partie de la surcharge d'exploitation… (=0,2) **tab.4.5.RPA99-v2003**

V.3.2. Spectre de réponse de calcul : RPA 99 / version 2003 (Art:4.3.3) (page :57)

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left[1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right] & \text{si} \quad 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & \text{si} \quad T_1\le T\le T2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si} \quad T_2\le T\le 3{,}0\text{sec}\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{T_2}{3{,}0}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\dfrac{Q}{R}\right) & \text{si} \quad T>3{,}0\text{sec}\end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

A : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}\ge 0{,}7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique. (Tableau 4.2)

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (Tableau 4.7)

Alors dans notre cas : (tableau 4.2) (page : 46).

ξ = 7 % Donc : $\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0{,}88 \geq 0{,}7$ **η = 0. 88**

A = 0,25…… Zone III (Tableau 4.1 RPA 99 / version 2003).

R = 5 …… (Structure contreventement mixte **(RPA 99 / version2003).**

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

(Tableau 4.7 RPA99 − v2003).

Sol meuble ⇒ site 2 donc **T_1** = 0,15 sec et **T_2** = 0,5 sec

Q : sa valeur et déterminer par la formule : **Q = 1 + ΣPq**

P_q : Tableau 4.4 RPA99-v2003.

Alors à partir de tableau on trouve: **Q** = 1.20.

V.3.3. Nombre de modes à considérer:

D'après **RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :**

Pour les structure représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

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

_ Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure à 5% De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.

_ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

V.3.4. Analyse de la structure :

- **Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :**

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment. La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

V.3.4.1. Variante initiale :

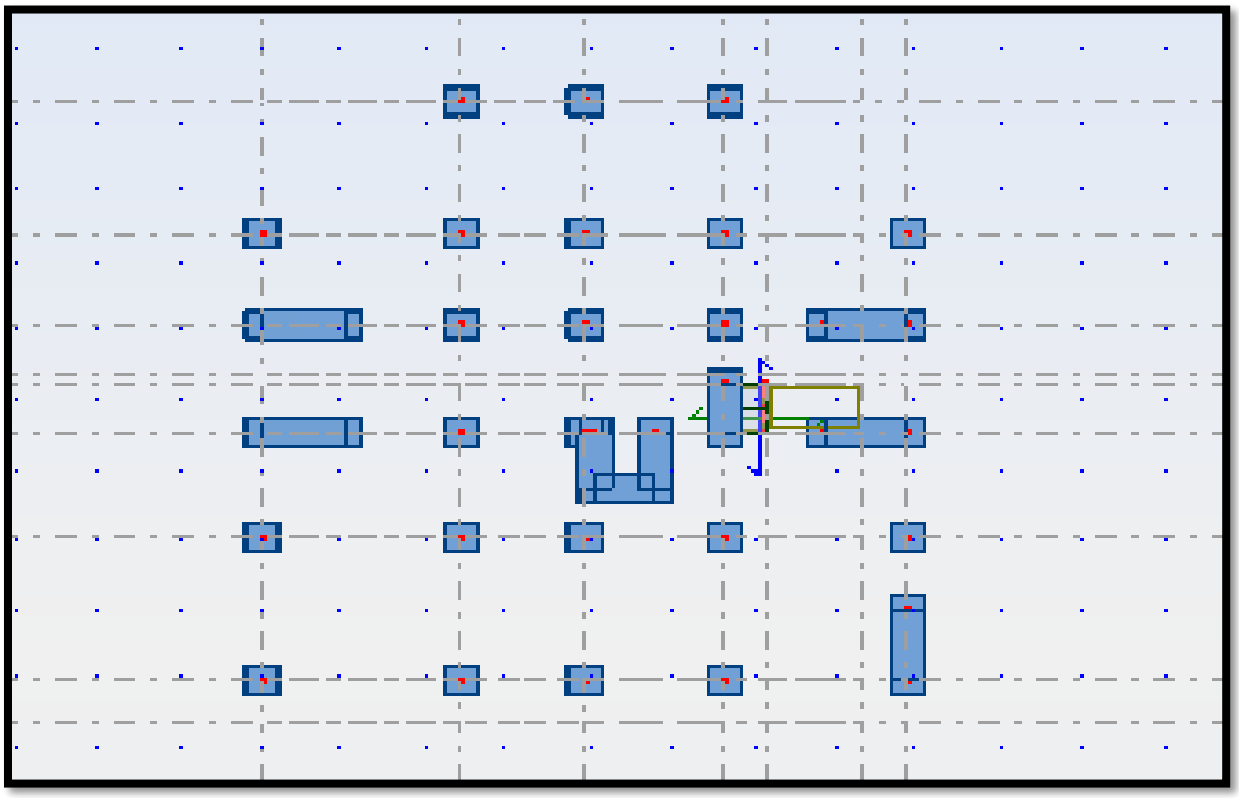


Fig. V.1. Disposition des voiles en RDC de la structure initiale.

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mode :	Période [sec]	Fréquence [Hz]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,07	0.93	1,26	51,01	1,26	51,01
2	0,96	1.04	5,33	26,20	6,59	77,20
3	0,82	1.21	69,50	0,21	76,09	77,41
4	0,34	2.94	0,22	6,34	76,31	83,75
5	0,30	3.333	0,48	5,20	76,80	88,95
6	0,25	4	11,38	0,01	88,18	88,96
7	0,19	5.26	0,09	1,83	88,28	90,79
8	0,17	5.88	0,10	2,48	88,38	93,27
9	0,14	7.14	3,77	0,08	92,14	93,35
10	0,13	7.69	0,72	0,87	92,86	94,22

Tab. V.1. Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).

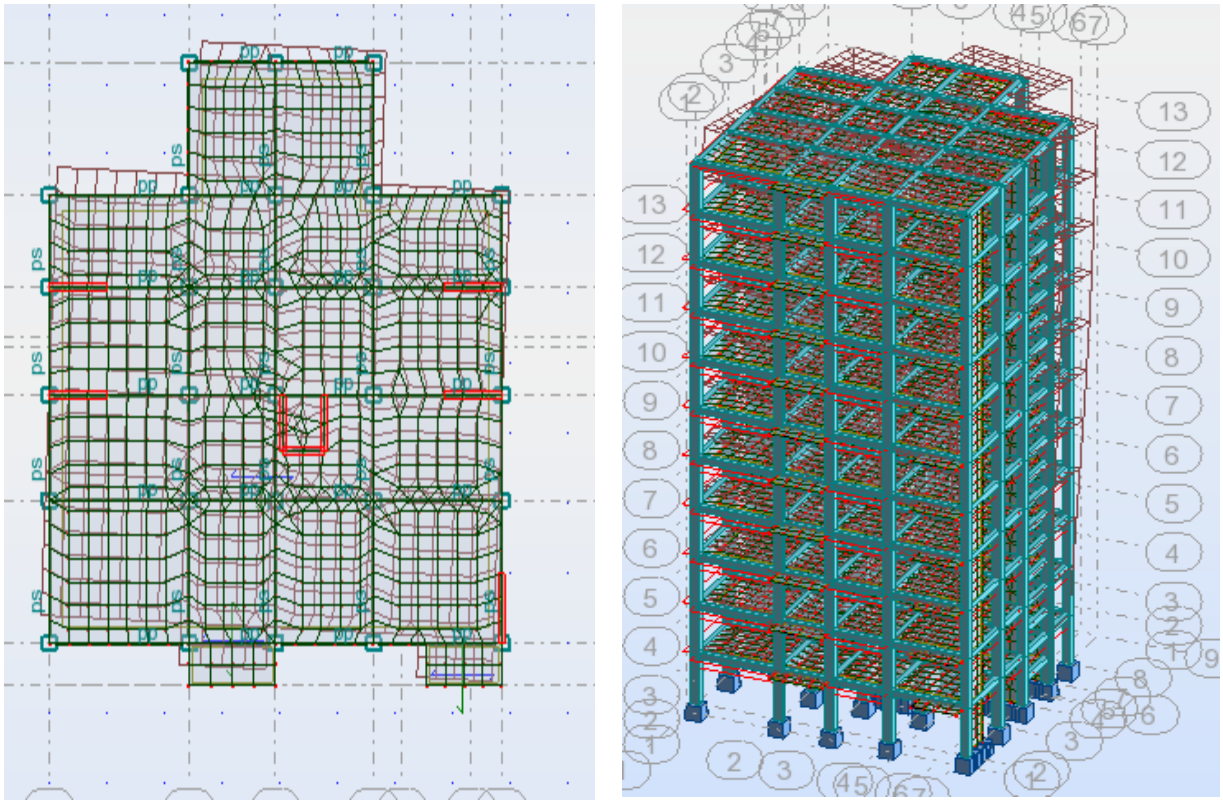


Fig. V.2. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

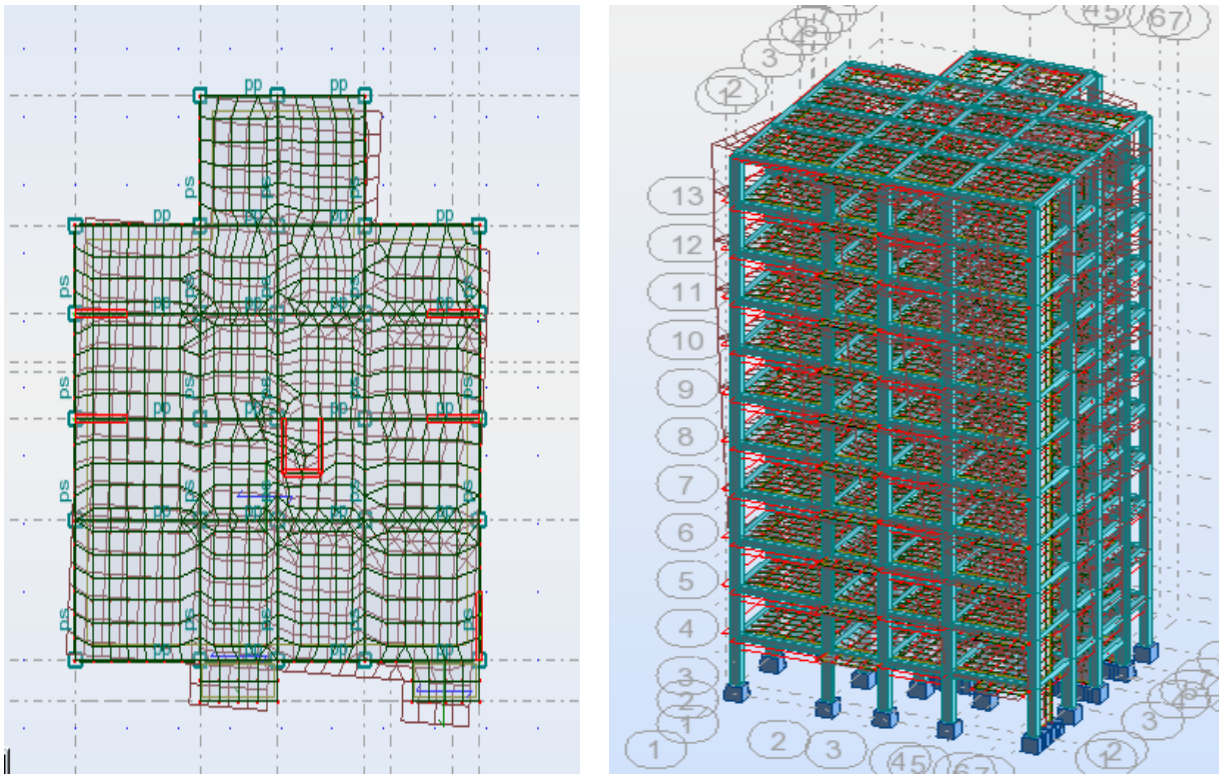


Fig. V.3. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

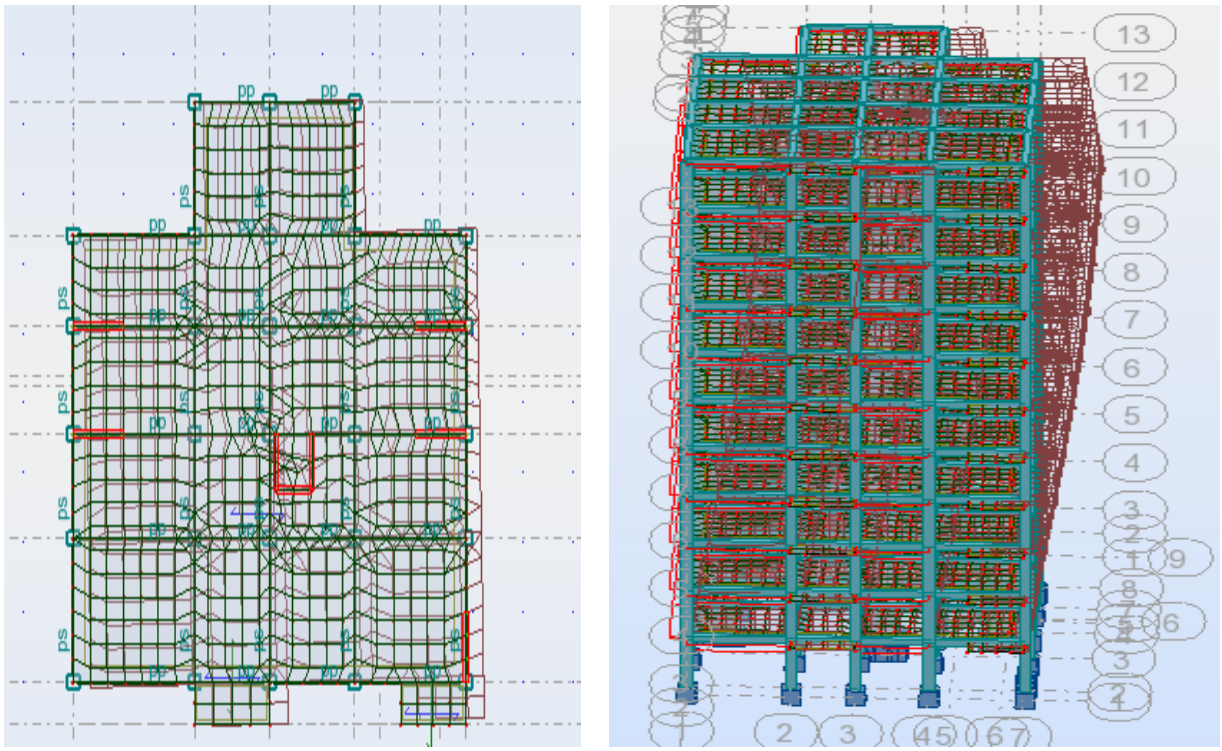


Fig. V.04. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

Interprétation des résultats :

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, cas dans :

- La période fondamentale T = 1,07 sec **(structure flexible).**
- Le premier mode c'est un mode de translation pure dans le sens **Y**, avec **Uy= 51.01%**
- Le deuxième mode c'est un mode de translation pure dans le sens **Y**, avec **Uy=77.20%**
- Le troisième mode c'est un mode de translation couplée avec la rotation.
- Il me faut 9 modes pour atteindre les **90%** de participation des masses modales exigés par le **RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a)**

Conclusion :

La structure présente une légère flexibilité, et pour éviter des déplacements successives inadmissibles, il ya leiu de rigidifier la structure (par des voiles ou augmentation de la section des poteaux).

V.3.4.2 .deuxième variante :

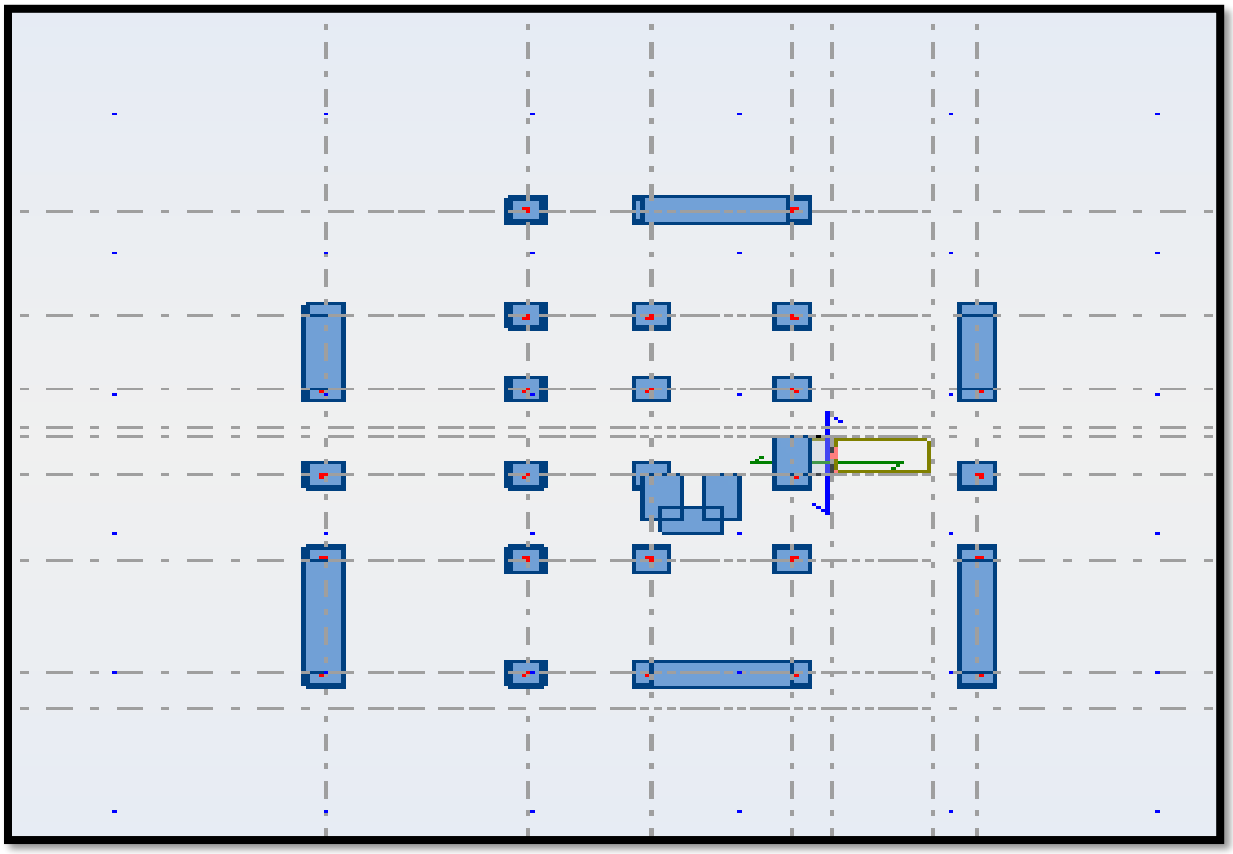


Fig. V.5. Disposition des voiles en RDC de la structure

Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mode :	Période [sec]	Fréquence [Hz]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,87	1,15	56,69	12,56	56,69	12,56
2	0,83	1,21	69,64	68,97	12,95	56,41
3	0,63	1,59	71,73	68,97	2,09	0,00
4	0,24	4,25	86,63	69,02	14,90	0,04
5	0,21	4,78	86,65	85,75	0,03	16,73
6	0,15	6,60	86,72	85,89	0,07	0,14
7	0,12	8,49	92,43	85,90	5,71	0,01
8	0,10	9,90	92,45	91,92	0,02	6,02
9	0,08	12,34	94,99	91,95	2,54	0,03
10	0,07	14,29	95,04	94,39	0,05	2,44

Tab. V.2. Périodes et factures da participation massique modale(deuxième variante).

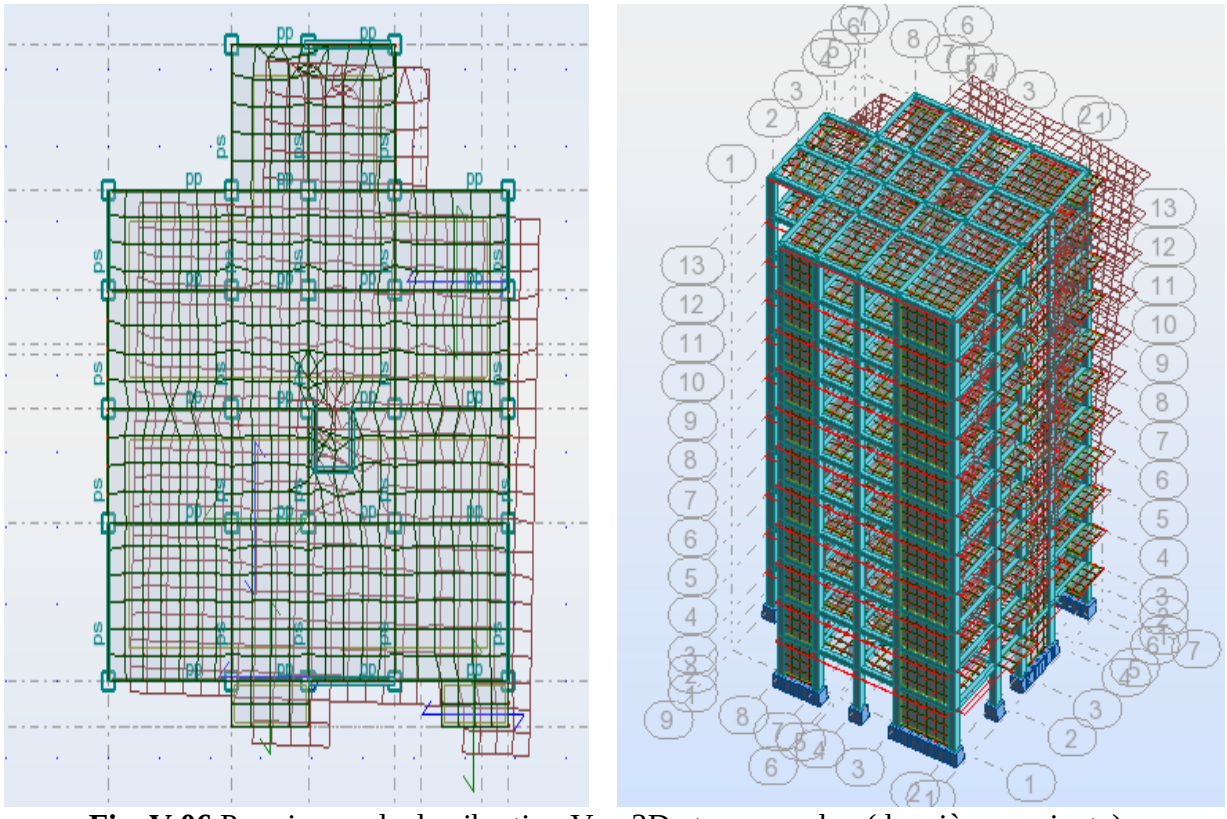


Fig. V.06. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

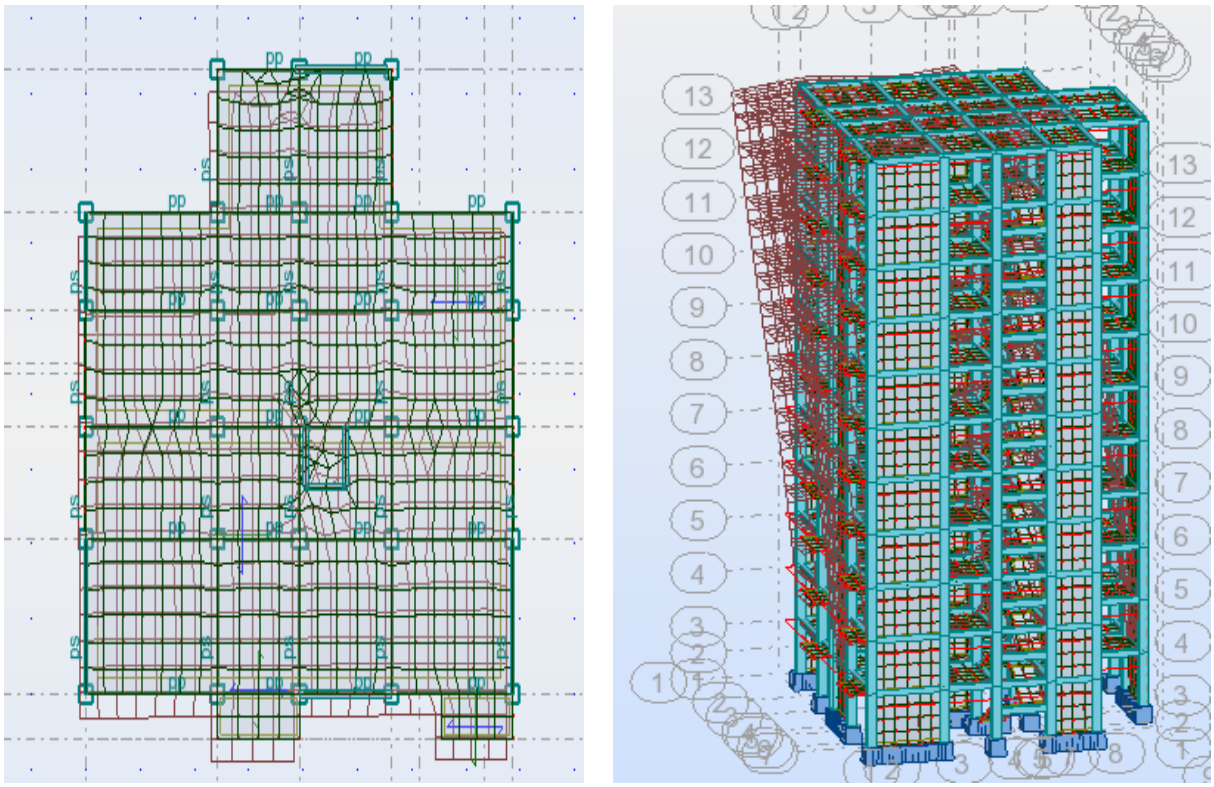


Fig. V.07. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).

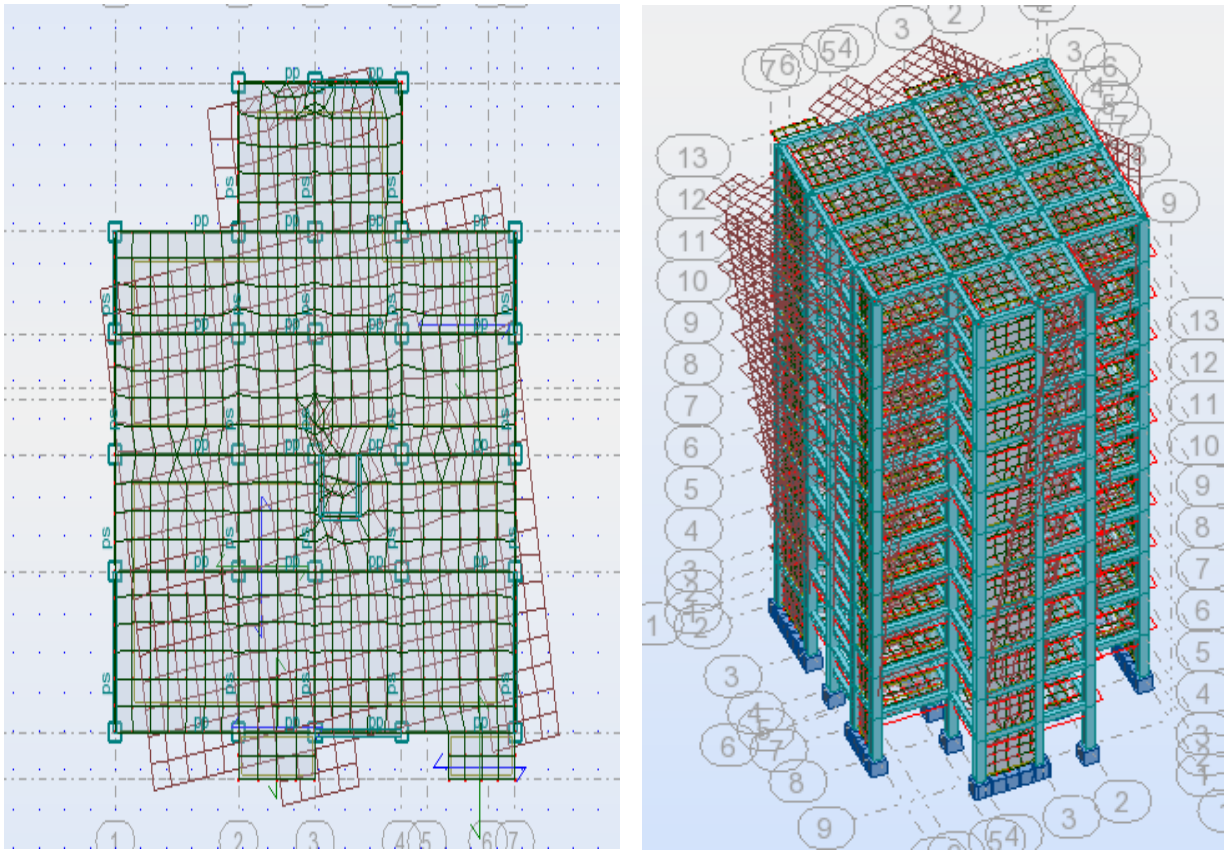


Fig. V.08. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).

Interprétation des résultats : :

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, cas dans :

- La période fondamentale T = 0,87 sec
- Le premier mode c'est un mode de translation couplée avec la torsion.
- Le deuxième mode c'est un mode de translation couplée avec la torsion.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion pure.
- Il me faut 8 modes pour atteindre les **90%** de participation des masses modales exigés par le **RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a)**

Conclusion :

La structure présente une instabilité vis-à-vis de la torion et pour cette raison, on change la position des voiles pour rendre le centre de torsion proche du centre de masse.

V.3.4.3. Troisième variante :

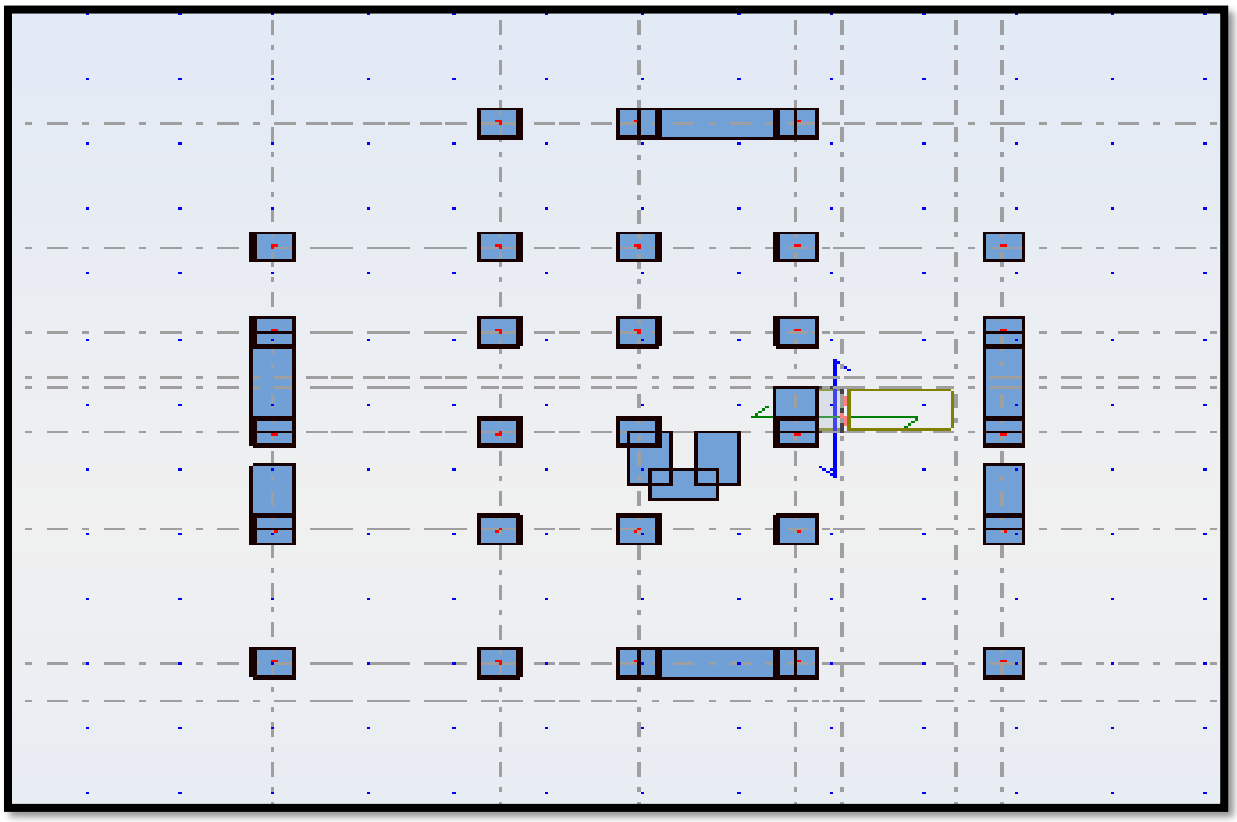


Fig. V.9. Disposition des voiles en RDC de la structure

Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mode :	Période [sec]	Fréquence [Hz]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,81	1,23	70,81	0,00	70,81	0,00
2	0,79	1,27	0,02	70,06	70,83	70,07
3	0,58	1,73	0,66	0,80	71,50	70,86
4	0,22	4,51	14,84	0,03	86,34	70,89
5	0,21	4,77	0,02	15,49	86,36	86,38
6	0,15	6,78	0,05	0,21	86,41	86,58
7	0,10	9,60	5,97	0,03	92,38	86,61
8	0,10	10,17	0,03	5,57	92,41	92,18
9	0,07	14,87	0,01	0,06	92,42	92,24
10	0,06	15,67	2,98	0,01	95,39	92,26

Tab. V.3. Périodes et factures da participation massique modale (Troisième variante).

Interprétation des résultats:

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- La période fondamentale de la structure est 0.81 sec dans le sens X et 0.79 sec dans le sens Y.
- le 1er mode c'est un mode de translation selon l'axe (U_x= 70.81%) de participation de masse modale.
- le 2ème mode c'est un mode de torsion pure.
- le 3eme mode c'est un mode de torsion pure.
- Il me faut 8 modes pour atteindre les 90% de participation des masses modales exigés par le **RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a)**

Conclusion :

On constate une nette amélioration de la période et la structure est devenue mois souple ainsi que cette dernière présente un comportement stable (exempt de la torsion dans des deux premiers modes), et cette varient sera retenue pour le reste de l'étude sismique de la structure.

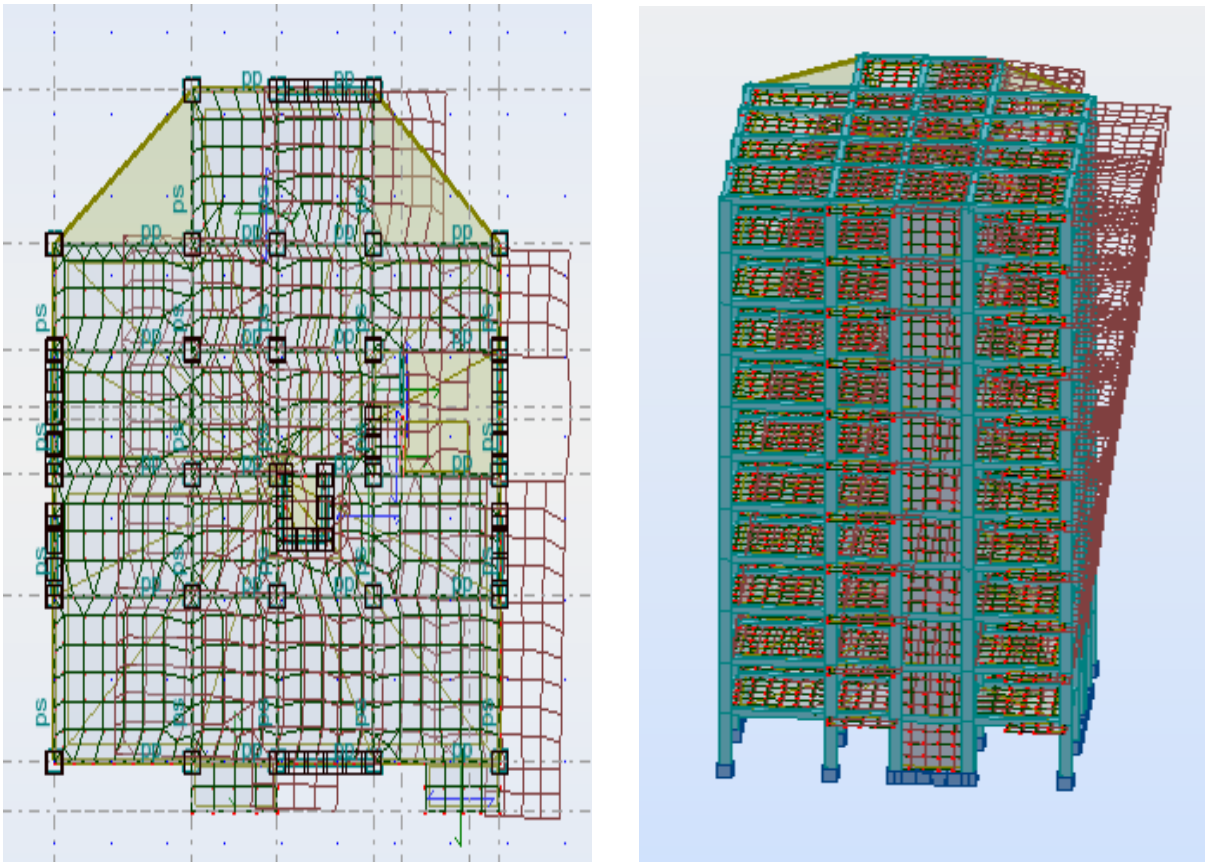


Fig. V.10. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (troisième variante).

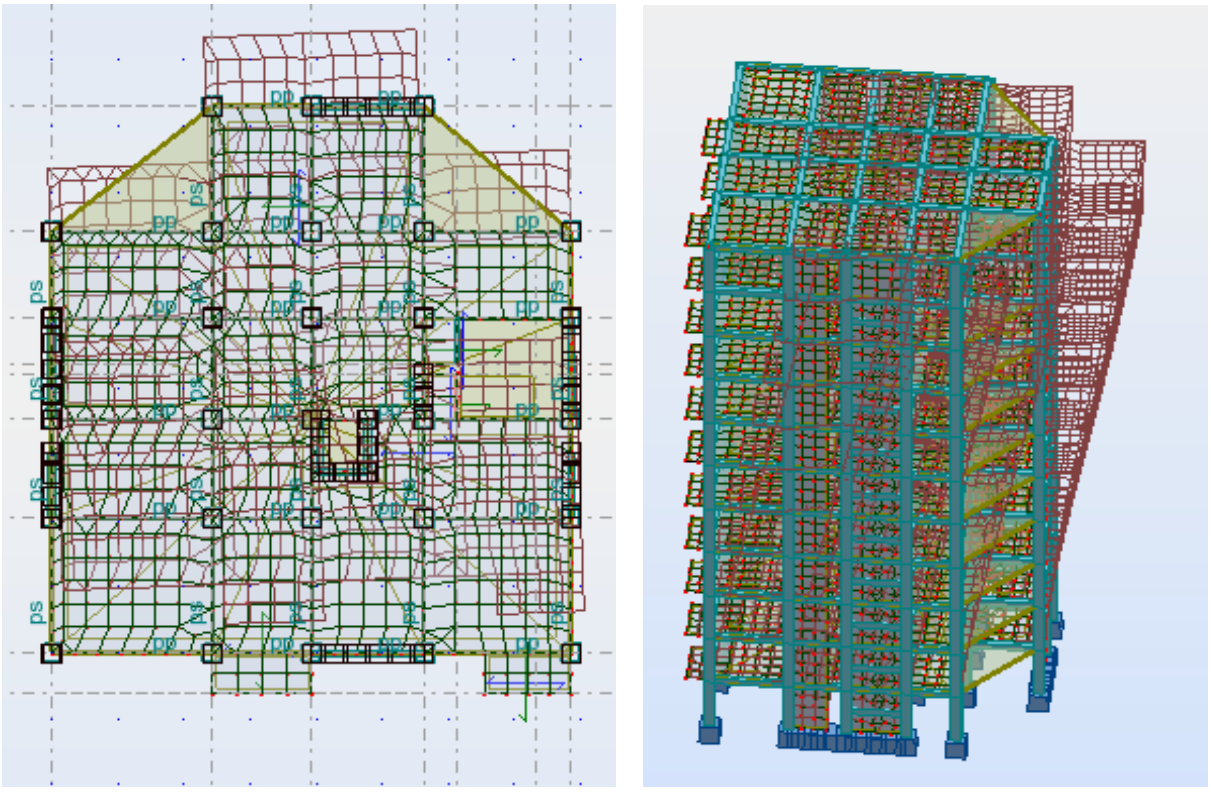


Fig. V.11. Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (troisième variante).

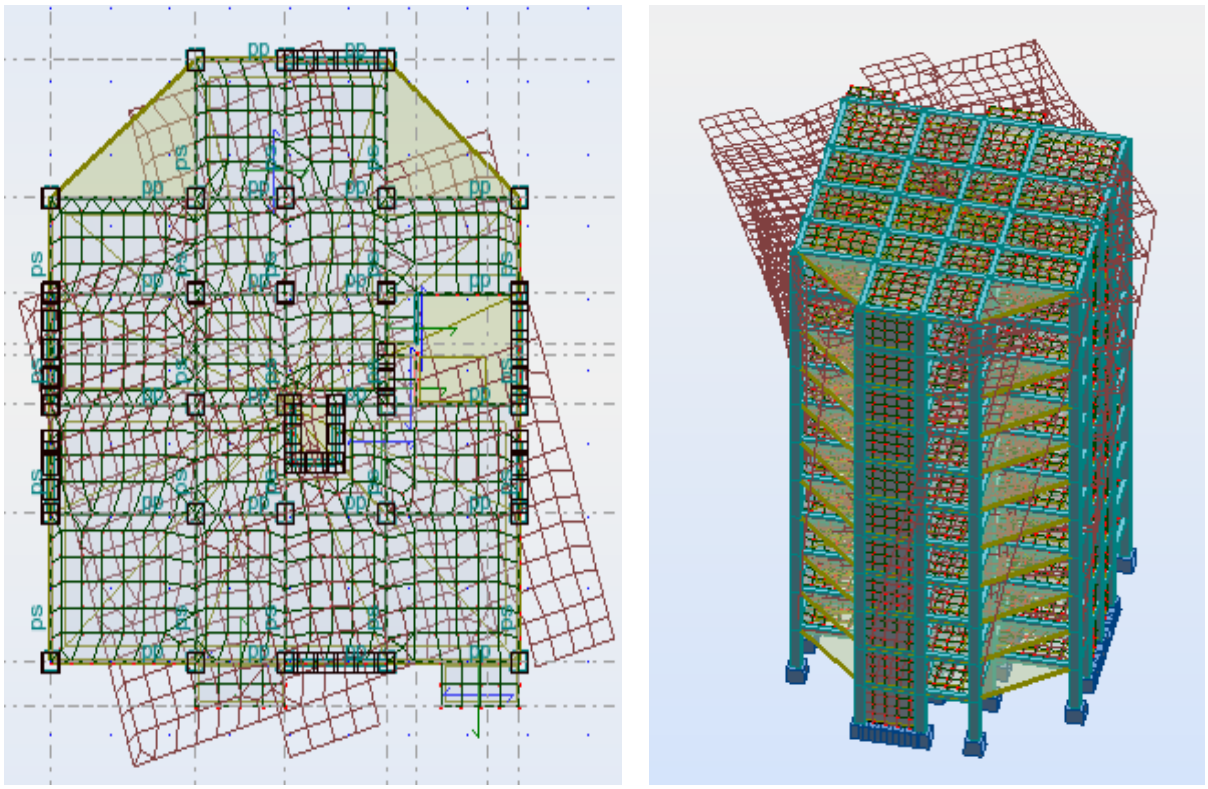


Fig. V.12. Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (troisième variante).

V.4.Justification de l'interaction portiques –voiles : selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)

- **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement :**

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

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

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles).

- **Vérification les Système de contreventement mixte :**

FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FZ [kN]	FZ sur les voiles [kN]
3298,26	1366,61	3328,96	1233,14	-40122,49	11101,82

Tab. V.4. les efforts réduits sur les poteaux et les voiles

$$\frac{Fx_{poteaux}}{Fx_{total}} = \frac{1366,61}{3298.26} \times 100 = 41.43\% > 25\% .....(c.v)$$

$$\frac{Fy_{poteaux}}{Fy_{total}} = \frac{1233.14}{3328,96} \times 100 = 37.04\% > 25\% .....(c.v)$$

$$\frac{F_{Zvoile}}{Fz_{total}} = \frac{11101.82}{40122,49} \times 100 = 27.67\% > 20\% .....(c.v)$$

- **Résultante des forces sismiques à la base V_t**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V, soit : $\boldsymbol{Vt > 0.8\ V}$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... $\mathbf{V_t = V_x}$ = 329.826t
- Effort sismique dans le sens Y..... $\mathbf{V_t = V_y}$ =332.896t

V.5.Calcul des actions sismiques (selon méthode statique equivalente) :

R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$\mathbf{V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W}$$

V : Effort tranchant a la base.

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
AB	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tab. V.5. coefficient d'accélération de zone A.

Zone III, Groupe 2 ⟶ **A = 0.25**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la Structure (T)

$$\begin{cases} 2.5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\,\eta\ (T2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\,\eta\ (T2/T)^{2/3}\ (3.0/T)^{5/3} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7.

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0{,}88 \ge 0{,}7$$

(Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ: Est donné par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p.46)

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	**Béton armé**	**Acier**	**Béton armé/ maçonnerie**
Léger	6	4	
Dense	**7**	5	

Dans notre cas ζ = 7%. Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \ge 0.7$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale Tx (dyn) = 0,81 s
- La période fondamentale Ty (dyn) = 0,79 s

- **Estimation de la période fondamentale de la structure:**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du **RPA99, version2003**

$$T = \min\left\{C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x;y}}}\right\}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31· C_T = 0,050

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée

Donc $T = \min\left\{C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x;y}}}\right\}$

T = 0,050. (33.66) $^{3/4}$ = 0.77sec.

$$T_X = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_X}} = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{16.2}} = 0.75$$

Tx = Min (0.77; 0.75) = 0.75 sec

$$T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{17}} = 0.73$$

Ty = Min (0.77; 0.73) = 0.73sec

$\frac{T_{ex}}{T_{x(dyn)}}$ < 1.3; $T_{ex} \times 1.3 = 0.75 \times 1.3 = 0.95$ sec > T_X (dyn) = 0.81 sec …. (CV)

$\frac{T_{ey}}{T_{y(dyn)}}$ < 1.3; $T_{ey} \times 1.3 = 0.73 \times 1.3 = 0.96$ sec > T_y (dyn) = 0.79 sec …. (CV)

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs,

D'où :

- Sens longitudinale : Tx = 0.75 s $T_2 \leq Tx \leq 3.0$ s
- Sens transversale : Ty = 0.73 s $T_2 \leq Tx \leq 3.0$ s

Donc: Tx = 0.75 s Ty = 0.73 s

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$\Rightarrow D = 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.75)^{2/3} = 1.68N \\ D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.5/0.73)^{2/3} = 1.71N \end{cases}$$

Q : Facteur de qualité.

Sa valeur et déterminer par la formule : **Q = 1 + ΣPq**

On trouve: Q =1.20. ⟶ Tableau IV.1

R : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau **4.3 RPA99**

Structure mixte (Portique et voile) ====> **R= 5.**

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids Wi calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \text{Wi avec } Wi = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β: coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation β= 0.20.

Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par le logiciel ROBOT

	Calcul Automatique Robot
Etage	**Masse (kg)**
RDC	341759,61
1	341759,61
2	341759,61
3	341759,61
4	341759,61
5	341759,61
6	341759,61
7	341759,61
8	341759,61
9	341759,61
10	351064,61
Totale	3768660,71

Tab. V.6. Le poids total de la structure

Donc : W =3768660,71 Kg =3768.660t.

Alors :

$$\mathbf{V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W}$$

Sens	A	D	R	Q	W(t)	V stat
Longitudinal (x.x)	0,25	1.68	5	1,20	3768.660	379.88
Transversal (y.y)	0,25	1.71	5	1,20	3768.660	386.66

Effort sismique dans le sens X, V_{xdyn} = 329.826t

Effort sismique dans le sens Y, Vy_{dyn} = 332.896t

$$V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$$

- Sens longitudinal : $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{329.826}{379.88} = 0.87 > 0.8$
- Sens transversal : $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{332.896}{386.66} = 0.86 > 0.8$

Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (**art.4.2.5.RPA99_V2003**)

V= Ft + Σ Fi

Ft **:** Force concentrée au sommet de la structure

- Si T > 0.7 sec $F_t = 0.07 \times T \times V$
- Si T ≤ 0.7 sec $F_t = 0$

Fi : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)}$$

Avec :

Fi **:** Effort horizontal revenant au niveau i

h_i: Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

h_j: Niveau du plancher quelconque i.

Wi, Wj: Poids revenant

$\mathbf{V_x}$ = 329.826t

Ft = 17.32

Niveau	Wi	hi	V_x – Ft	Wi ×h_i	f_i
RDC	341759,61	3.06	312.51	1045784.407	4.72
1	341759,61	6.12	312.51	2091568.818	9.43
2	341759,61	9.18	312.51	3137353.22	14.15
3	341759,61	12.24	312.51	4183137.626	18.86
4	341759,61	15.3	312.51	5228922.033	23.58
5	341759,61	18.36	312.51	6274706.44	28.29
6	341759,61	21.42	312.51	7317073.25	32.99
7	341759,61	24.48	312.51	8345769.676	37.63
8	341759,61	27.54	312.51	9412059.659	42.44
9	341759,61	30.6	312.51	10457844.07	47.15
10	351064,61	33.66	312.51	11816834.77	53.28
			Σ Wi × hi	69311053.93	

V_y =332.896t

Ft = 17.01

Niveau	Wi	hi	V_y – Ft	Wi ×h_i	f_i
RDC	341759,61	3.06	315.886	1045784.407	4.76
1	341759,61	6.12	315.886	2091568.818	9.53
2	341759,61	9.18	315.886	3137353.22	14.29
3	341759,61	12.24	315.886	4183137.626	19.06
4	341759,61	15.3	315.886	5228922.033	23.83
5	341759,61	18.36	315.886	6274706.44	28.6
6	341759,61	21.42	315.886	7317073.25	33.35
7	341759,61	24.48	315.886	8345769.676	38.04
8	341759,61	27.54	315.886	9412059.659	42.9
9	341759,61	30.6	315.886	10457844.07	47.66
10	351064,61	33.66	315.886	11816834.77	53.86
			Σ Wi × hi	69311053.93	

V.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

δ_k: Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck}: Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_k: Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

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

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times$ he.

Avec : **he :** étant la hauteur de l'étage considéré.

$\Delta k \leq \Delta adm$

Δadm: Déplacement admissible (égale à (1%he= 0,01 he).

- **Sens Longitudinal:**

Etage	δek_x [cm]	$\delta_K = dr.U_x$ [cm]	Δ_{adm}= 1% he[cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0,5	0.5	3.06	C.V
1	1,4	0.9	3.06	C.V
2	2,7	1.2	3.06	C.V
3	4,1	1.4	3.06	C.V
4	5,6	1.5	3.06	C.V
5	7,1	1.5	3.06	C.V
6	8,6	1.5	3.06	C.V
7	10,0	1.4	3.06	C.V
8	11,3	1.3	3.06	C.V
9	12,5	1.2	3.06	C.V
10	13,6	1.1	3.06	C.V

Tab. V.7. Les déplacements du aux force sismiques au sens longitudinal (XX).

RDC : Δ_{adm}= 0.01 × 3.06 = 0.0306m = 3.06 cm

Etage courant : Δ_{adm}= 0.01 × 3.06 = 0.0306m = 3.06 cm

- **Sens Transversal:**

Etage	δ_{ekx} [cm]	$\delta_K = dr.U_X$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% he$[cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0,4	0.4	3.06	C.V
1	1,3	0.9	3.06	C.V
2	2,5	1.2	3.06	C.V
3	3,8	1.3	3.06	C.V
4	5,2	1.4	3.06	C.V
5	6,7	1.4	3.06	C.V
6	8,1	1.4	3.06	C.V
7	9,5	1.4	3.06	C.V
8	10,8	1.3	3.06	C.V
9	12,0	1.2	3.06	C.V
10	13,1	1.1	3.06	C.V

Tab. V.8. Les déplacements du aux force sismiques au sens transversal (YY).

Donc : Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquente le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et Vérifiée.

V.7.Vérification vis-à-vis de l'effet p-Δ : RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63).

Les effets du 2éme ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

Avec :

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.

Δ_k: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k: Hauteur de l'étage k.

- **Sens Longitudinal :**

Etage	W [t]	Pk[t]	Δk [m]	Vx [t]	hk [m]	Θ	≤ 0.1
10	351,06461	351.06461	0.011	67.192	3.06	0.01878	C.V
9	341,75961	692.82422	0.012	119.557	3.06	0.02271	C.V
8	341,75961	1034.58383	0.013	161.684	3.06	0.02718	C.V
7	341,75961	1376.34344	0.014	198.521	3.06	0.03172	C.V
6	341,75961	1718.10305	0.015	230.164	3.06	0.03658	C.V
5	341,75961	2059.86266	0.015	257.174	3.06	0.03925	C.V
4	341,75961	2401.62227	0.015	280.344	3.06	0.04199	C.V
3	341,75961	2743.38188	0.014	299.029	3.06	0.04497	C.V
2	341,75961	3085.14149	0.012	313.686	3.06	0.03856	C.V
1	341,75961	3426.9011	0.009	324.722	3.06	0.03104	C.V
RDC	341,75961	3768.66071	0.005	329.826	3.06	0.01867	C.V

Tab. V.9. Vérification a l'effet (P- Δ) < Sens longitudinal >**.**

- **Sens Transversal :**

Etage	W [t]	Pk[t]	Δk [m]	V_y[t]	hk [m]	Θ	≤ 0.1
10	351064,61	351.06461	0.011	66.377	3.06	0.01900	C.V
9	341759,61	692.82422	0.012	121.390	3.06	0.02237	C.V
8	341759,61	1034.58383	0.013	164.734	3.06	0.02668	C.V
7	341759,61	1376.34344	0.014	201.332	3.06	0.03128	C.V
6	341759,61	1718.10305	0.014	233.662	3.06	0.03363	C.V
5	341759,61	2059.86266	0.014	261.381	3.06	0.03605	C.V
4	341759,61	2401.62227	0.014	284.154	3.06	0.03866	C.V
3	341759,61	2743.38188	0.013	302.992	3.06	0.03847	C.V
2	341759,61	3085.14149	0.012	318.401	3.06	0.03799	C.V
1	341759,61	3426.9011	0.009	328.866	3.06	0.03064	C.V
RDC	341759,61	3768.66071	0.004	332.896	3.06	0.01479	C.V

Tab. V.10. Vérification a l'effet (P- Δ) < Sens transversal >**.**

Alors : Θk ≤ 0.1

Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

V.8.Vérification au renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times {}^{L}/_{2}$$

W : le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L = 30.09 m.

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

Mr = Σ **Fi** × **hi**

- **Sens Longitudinal :**

Ms = W× L⁄2 = 3768.66071 × (16.2/ 2) = 30526.146 t.m

Etage	F_i	h_i[m]	$F_i \times h_i$
RDC	4.72	3.06	4.44
1	9.43	6.12	57.71
2	14.15	9.18	129.9
3	18.86	12.24	230.85
4	23.58	15.3	360.77
5	28.29	18.36	519.4
6	32.99	21.42	706.65
7	37.63	24.48	921.18
8	42.44	27.54	1168.8
9	47.15	30.6	1442.79
10	53.28	33.66	1793.4
$M_{rx} = \Sigma F_i \times h_i = 7335.89$			

Tab. V.11. Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{30526.146}{7335.89} = 4.16 \geq 1.5$ ... ... CV.

- **Sens Transversal :**

Ms = W× L/2 = 3768.66071× (17 / 2) = 32033.61 t.m

Etage	F_i	h_i[m]	$F_i \times h_i$
RDC	4.76	3.06	14.57
1	9.53	6.12	58.32
2	14.29	9.18	131.18
3	19.06	12.24	233.29
4	23.83	15.3	364.6
5	28.6	18.36	525.09
6	33.35	21.42	714.35
7	38.04	24.48	931.22
8	42.9	27.54	1181.46
9	47.66	30.6	1458.4
10	53.86	33.66	1812.93
$M_{rx} = \Sigma F_i \times h_i = 7425.41$			

Tab. V.12. Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens YY.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{32033.61}{7425.41} = 4.31 \geq 1.5 \ldots\ldots\ldots \text{CV}$

Donc : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

V.9.Caractéristiques géométriques et massique de la structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

V.9.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, …etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \qquad \text{Et} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

Mi : la masse de l'élément i.

Xi, Yi : les coordonné du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

V.9.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnés du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

Avec :

$$e_{cj} = \sum I_{jy} \times {X_j}/{I_{jy}} \quad \text{Et} \quad e_{cj} = \sum I_{jx} \times {Y_j}/{I_{jx}}$$

Iy_i: Inertie de l'élément i dans le sens y.

Xi : Abscisse de l'élément Iyi.

Ix_i: Inertie de l'élément i dans le sens x.

Yi : Ordonnée de l'élément Ixi.

V.9.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant :

$$ex = Xcm - Xcr$$

$$ey = Ycm - Ycr$$

V.9.3 .1. L'excentricité Théorique:

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

ex : Excentricité théorique suivent x.

ey : Excentricité théorique suivent y.

V.9.3 .2. L'excentricité Accidentelle: RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

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

Donc:

Sens-X : **e_Acc** = 0.05×Lx = 0.05 × 16.2 ⇒ **e_Acc** = 0.81 m

Sens-Y : **e_Acc** = 0.05×Ly = 0.05 × 17 ⇒ **e_Acc** = 0.85 m

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT et** nous avons résumé dans les tableaux suivant **: RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page : 59).**

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L′excentricité théorique :

		Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.	
Etage	**W [t]**	**G (x, y, z) [m]**	**R (x, y, z) [m]**	**ex [m]**	**ey [m]**
RDC	341759,61	8,07 7,43 2.56	8,08 8,17 2,22	0,79	0,89
1	341759,61	8,07 7,43 5,62	8,08 8,17 5,28	0,79	0,89
2	341759,61	8,07 7,43 8,68	8,08 8,17 8,34	0,79	0,89
3	341759,61	8,07 7,43 11,74	8,08 8,17 11,40	0,79	0,89
4	341759,61	8,07 7,43 14,80	8,08 8,17 14,46	0,79	0,89
5	341759,61	8,07 7,43 17,86	8,08 8,17 17,52	0,79	0,89
6	341759,61	8,07 7,43 20,92	8,08 8,17 20,58	0,79	0,89
7	341759,61	8,07 7,43 23,98	8,08 8,17 23,64	0,79	0,89
8	341759,61	8,07 7,43 27,04	8,08 8,17 26,70	0,79	0,89
9	341759,61	8,07 7,43 27,10	8,08 8,17 29,76	0,79	0,89
10	351064,61	7,99 7,32 33,23	7,95 8,17 32,85	0,79	0,89

Tab. V.13. Caractéristiques massique de la structure.

Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Etage	**Lx [m]**	**Ly [m]**	**ex [m]**	**ey [m]**
RDC	0,01	0,74	0,79	0,89
1	0,01	0,74	0,79	0,89
2	0,01	0,74	0,79	0,89
3	0,01	0,74	0,79	0,89
4	0,01	0,74	0,79	0,89
5	0,01	0,74	0,79	0,89
6	0,01	0,74	0,79	0,89
7	0,01	0,74	0,79	0,89
8	0,01	0,74	0,79	0,89
9	0,01	0,74	0,79	0,89
10	0,04	0,84	0,79	0,89

Tab. V.14. L'excentricité accidentelle des étages.

V.10.Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilise pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcule des éléments principaux)

Chapitre VI :

Ferraillage des éléments porteurs

VI.1. Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferraillages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003**nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

VI.2. Les combinaisons d'actions :

- **Règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation Q

1,35G + 1,5 Q à l'E.L.U

G + Q à l'E.L.S

- **Règlement RPA 99(V2003) :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

G + Q ± E (1)

0.8G ± E (2)

- Pour le portique :

- Les poteaux :

À l'ELU : 1.35G + 1.5 Q…….. (**BAEL 91**)

À l'ELS : G + Q

G + Q ± E ……. (RPA99 V2003)

0.8 G ± E

Sachant que :

- La combinaison (**0.8G ± E**) donne un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{min},M_{corr}).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

- Les poutres :

À l'ELU : **1,35 G + 1,5 Q** …….. (**BAEL 91**)

À l'ELS : G + Q

G + Q ± E ..... (RPA99 v2003)

0,8G ± E

- La combinaison (G + Q ± E) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferraillage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (0.8G ± E) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferraillage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

- Les voiles :

G + Q ± E .....(RPA99v2003)

0.8G ± E

VI.3. Ferraillage des éléments porteurs :

Le ferraillage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91.**

VI.3.1. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	Fc28 (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

❖ **calcul du ferraillage :**

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

- N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie.

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0.337 - 0.81\frac{c}{h}\right) b.h^2\overline{\sigma_b}$$

- Le Moment fictif :

$$M_a = M_g + N\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$A = A_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100.\overline{\sigma_s}}$$

- Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL :**

  - ELU : 1,35G + 1,5 Q

  - EL.S : G + Q

- **Selon le RPA99 :**

  - G + Q ± E ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)

  - 0,8 G ± E ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

Donc ils doivent être ferraillés en flexion composée à l ' E.L.U.

- Recommandation de (RPA 2003) :

1/ Pourcentage minimal (zone III) : 0.9%

2/ Pourcentage maximal : 4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : $12mm$.

4/ la longueur minimale des recouvrements est de : $50\emptyset$ en Zone III

5/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm **(zone III).**

-Armatures transversales :

- **BAEL91 :(art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3}$

2/ leur espacement : St ≤ min (15 $\emptyset_l$; 40 cm ; a + 10 cm)

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t.b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si $\lambda_g \geq 3 \rightarrow 0.8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g: L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \; ou \; \frac{l_f}{b}\right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$\mathbf{l_f}$: longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$)

- **RPA99(VER2003):**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a . V_u}{h_l . f_e}$$

$\boldsymbol{V_u}$ **:** est l'effort tranchant de calcul.

$\boldsymbol{h_1}$ **:** Hauteur totale de la section brute.

$\boldsymbol{f_e}$ **:** Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($\boldsymbol{f_e}$ 235MPa).

$\boldsymbol{\rho_a}$: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$\boldsymbol{\rho_a}$ = 2.5 Si $\lambda_g \geq 5$.

$\boldsymbol{\rho_a}$= 3.75 Si $\lambda_g < 5$.

$\boldsymbol{S_t}$**:** est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq 10$ cm

- La zone courante : $S_t \leq \min (b_1/2, h_1/2, 10Ø_1)$

$\boldsymbol{Ø_l}$: Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

-Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

D'après le (**RPA99ver 2003) art.5.2 :**

- G + Q ± E …… (5-1)

- 0.8 G ± E …… (5-2)

D'après le **BAEL 91** :

1.35 G +1.5 Q

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N_{max} : $M_{\text{correspondant}}$

N_{min} : $M_{\text{correspondant}}$

M_{max} : $N_{\text{correspondant}}$

Exemple de calcul :

Soit le poteau (dimension 40cm×50cm) :

c= c' = 4cm; s = 40×50(cm); acier Fe E400 ; f_{c28}= 25Mpa.

f_{bu} = 0.85 f_{c28} / γ_b = 14.2 MPa ; L = 3.06m : hauteur totale du Poteau.

ELU		**G+Q± E**		**0,8G+E**		**ELS**	
N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)	M_{MAX} (KN.M)	N_{COR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{COR} (KN.M)	N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)
2097.34	-5.49	157.07	-1676.46	29.34	62.54	1532.73	4

-Ferraillage longitudinal :

N_{max} = 2097340N; M_{corr} = -5490 $N.m$

M_{max} = 157070$N.m$; N_{corr} = -1676460 N

N_{min} =29340N; M_{corr} = 62540 $N.m$

- **(ELU):**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à **L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93** en adoptant une excentricité totale de calcul :

e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right)$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224cm$$

e_a = 2cm

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{5490}{2097340} = 0.0026m = 0.26cm$$

$e_1 = e_a + e_0 = 2+0.26 = 2.26$ cm

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si l_f / h < max (15 ; 20.e_1 / h)

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau

h : longueur de section de poteau (55x55) cm² => h = b = 55cm

l_f= 0,7× l_0 = 0,7×3.06 = 2.142 m.

$\frac{2.142}{0.55} = 3.9 < \max(15; 0.147)$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$e_2 = \frac{3\times l_f^2}{10^4\times h}(2+\alpha\Phi)$ Φ: Généralement on prend ϕ=2

$\lambda = 3.46\frac{l_f}{h} = 13.48$

$\lambda \le 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.83$

$e_2 = \frac{3\times 2.142^2}{10^4\times 0.55}(2+2\times 0.83) = 0.0092m$

$e = e_1 + e_2 = 2.26 + 0{,}92 = 3.12cm$

$e = 0.0312m$

M $_{corrigé}$ = N_{utm}× e = 2097340 × 0.0312 = 65437.01N. m

- **Les efforts corrigés seront :**

N_{max}= 2097340 $N.m$; M_{corr}=65437.01 N.m.

A= (0.337 h – 0.81 c').b.h. σ_b

A = (0.337× 55 – 0.81×4) 55×55×14.2

A = 656996.73 $N.m$

B = N_u (d-c') - M_{ua}

$M_a = M_u + N_u \times (d - h/2) = 65437.01 + 2097340\ (0.51 - \frac{0.55}{2}) = 558311.91$ N.m

B = 2097340 (0.51-0,04) –558311.91= 427437.89 N.m

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} \qquad \alpha = \left(1-\sqrt{1-2\mu}\right)/0.8 \qquad \beta = (1-0.4\alpha)$$

$$\mu = \frac{M_a}{\overline{\sigma_b} b.d^2} = \frac{558311.91}{14.2\times 55\times 51^2} = 0.275$$

$\overline{\sigma_b} = 14.2Mpa, \overline{\sigma_s} = 348Mpa.$

$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.411; \beta = 0.835)$

$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\sigma_b}.\beta.d} = \frac{558311.91}{348\times 0.835\times 51} = 37.67cm^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100\times\overline{\sigma_s}} = 44.33 - \frac{2556320}{100\times 348} = -22.6m^2$$

- **G+Q ± E :**

M_{max} = 157070$N.m$; N_{corr} = -1676460 N

e_a= max (2 cm; $\frac{L}{250}$)

$\frac{L}{250}$ = 1.224cm

e_a = 2 cm

$e_0 = \frac{M}{N}$

$e_0 = \frac{157070}{1676460} = 0.094m = 9.4cm$

$e_1 = e_a + e_0 = 2+9.4 = 11.4cm$

$$e_2 = \frac{3\times 2.142^2}{10^4\times 0.55}(2+2\times 0.83) = 0.0092m$$

$e = e_1 + e_2 = 11.4 + 0.92 = 12.32cm = 0.1232$

$M_{corrigé} = N_{utm}.e_t$ =1676460 × 0.1232 = 206539.87 N.m.

- **Les efforts corrigés seront :**

N=1676460 N ; $M_{corrigé}$ = 206539.87 N.m.

A= (0.337 h – 0.81 c') b. h. σ_b

A = (0.337× 55 –0.81×4) 55×55 ×18.5 ($N.m$)

A =855946.44 $N.m$

B = N (d-c') - M_a

M_a = M +N× (d – h/2) = 206539.87 + 1676460 (0.51- $\frac{0.55}{2}$) = 600507.97 N.m

B = 1676460 (0.51-0.04) – 600507.97 = 187428.23 N.m

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée

$$\mu = \frac{M_a}{\overline{\sigma_b} b.d^2} = \frac{600507.97}{18.5 \times 55 \times 51^2} = 0.226$$

$\overline{\sigma_b} = 18.5Mpa, \overline{\sigma_s} = 400Mpa. \Leftrightarrow situation - accidentelle.$

$\mu \prec \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0{,}324; \beta = 0{,}87)$

$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\sigma_b}.\beta.d} = \frac{600507.97}{400 \times 0{,}87 \times 51} = 33.84cm^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma_s}} = 11.33 - \frac{1676460}{100 \times 400} = 8.07cm^2$$

- **(0,8G+E):**

N_{min} =29340N; M_{corr} = 62540 $N.m$

e_a = max (2 cm; $\frac{L}{250}$)

$\frac{L}{250}$ = 1.224cm

e_a = 2cm

$e_0 = \frac{M}{N}$

$e_0 = \frac{62540}{29340} = 2.13m = 213cm$

$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 213 = 215cm$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55}(2 + 2 \times 0.83) = 0.0092m$$

$e = e_1 + e_2 = 215 + 0.92 = 215.92cm$

$e = 2.16m$

$M_{corrigé} = N_{utm}.e_t$ =29340× 2.16=63374.4 N.m.

- **Les efforts corrigés seront :**

N= 29340 N ; $M_{corrigé}$ =63374.4 N.m.

A= (0.337 h – 0.81 c').b.h. σ_b

A = (0.337× 55 – 0.81×4)55×55 ×18.5 ($N.m$)

A = 855946.44 $N.m$

B = N (d-c') - M_a

M_a = M +N× (d – h/2) = 63374.4 + 29340 (0.51- $\frac{0.55}{2}$) = 70269.3 N.m

B = 29340 (0.51-0.04) –70269.3 = -56479.5 N.m

A>B Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\overline{\sigma_b} b.d^2} = \frac{70269.3}{18.5 \times 55 \times 51^2} = 0.0265$$

$$\overline{\sigma_b} = 18.5Mpa, \overline{\sigma_s} = 400Mpa. \Leftrightarrow situation - accidentelle.$$

$$\mu \prec \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.034; \beta = 0.99)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\sigma_b}.\beta.d} = \frac{70269.3}{400 \times 0.99 \times 51} = 3.48cm^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma_s}} = 3.48 - \frac{29340}{100 \times 400} = 2.75cm^2$$

- Vérification des sections : RPA (99ver2003)

- D'après (**RPA2003)** on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

A_{min}=0.9%(h.b) = 0.009(55×55) =27.23cm^2 **Zone III**

- Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23d.b.\frac{f_{t28}}{f_e} = 3.39cm^2$$

On adopte : 4HA20 + 6HA20 = 31.42 cm^2

	A_{cal} (cm^2)	A_{min} **(cm^2)**	A_{RPA} **(cm^2)**	*Acal* **(cm^2)**
ELU	22.6	3.39	27.23	**10HA20=31.42 cm^2**
G+Q+E	8.07			
0.8G+E	2.75			

- Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (M_{ser}, N_{ser}).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : σ_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPA

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400MPa$

- **Les poteaux sont calculés en flexion composée.**

$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{4000}{1532730} = 0.0026m$ $\quad e_0 = 0.0026 < \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.092$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6\, f_{c28} = 15\ MPa$

Nous avons les notions suivantes :

B_0 = b x h +15 (A) =55×55+15 (31.42) = 3496.3cm

$$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d)\right]$$

$$= \frac{1}{3496.3}\left[\frac{55 \times 55^2}{2} + 15(12.57 \times 4 + 18.85 \times 51)\right] = 28.13cm$$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1$ =55 – 28.13= 26.87cm

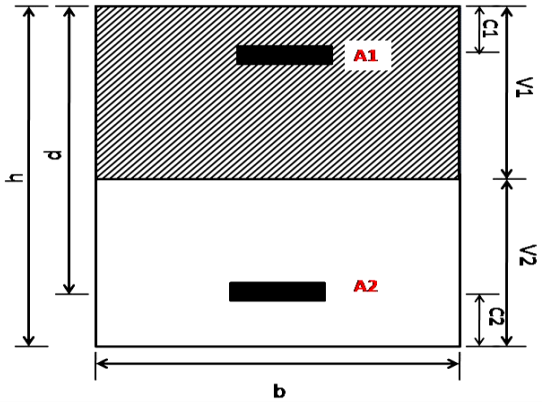


Fig.VI.01.section de poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v^3{}_2) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{55}{3}(28.13^3 + 26.87^3) + 15\left[12.57(28.13 - 4)^2 + 18.85(26.87 - 4)^2\right] = 1017864cm^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

M_G= 4000N.m

$$\sigma_0 = \frac{1532730}{100 \times 3496.3} = 4.38Mpa$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{4000}{1017864} = 0.0039$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.38 + 0.0039 \times 28.13 = 4.49Mpa$$

$$\sigma_b = 4.49Mpa < 15Mpa.....(cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.38 + 0.0039(28.13 - 4)] = 67.11Mpa$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4.38 - 0.0039(51 - 28.13)] = 64.36Mpa$$

σ_s^1 = 67.11 MPa $\leq \bar{\sigma}_s = f_e$ 400=400MPa…..(C.V)

σ_s^2 = 64.36 MPa $\leq \bar{\sigma}_s = f_e$ 400=400MPa…..(C.V)

1.3. Armatures transversales :

- **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux.

La combinaison (G + Q + E) donne l'effort tranchant max.

V_{max} = 184.06KN

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{184.06 \times 10^3}{550 \times 510} = 0.656Mpa$$

$$\bar{\tau} = \min(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3,33 \text{ MPa}$$

τ = 0.656 < $\bar{\tau}$ =3,33 MPa conditions vérifiées.

- **Calcul d'armature transversale:**

Selon (**RPA99 version 2003**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_U}{h \times f_e}$.

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

$\boldsymbol{f_e}$: Contrainte limite élastique des aciers transversaux (fe 235MPa).

$\boldsymbol{\rho_a}$: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

ρ_a = 3.75 Si λ_g < 5.

ρ_a =2.5 Si λ_g > 5.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \ ou \ \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau (l_f = 0.7 L)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.55} ou \frac{2.142}{0.55} \right)$$ λ_g=(3.89) < 5 alors : ρ_a =3.75

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq$ 10cm. ….. **En zone III**……..**RPA99/ver2003. [Art.7.4.2.2]**

En prend t =10 cm

- La zone courante : $S_t \leq$ min (b_1/2, h_1/2,10Ø$_1$)…… **En zone III**…..**RPA99/ver2003. [Art.7.4.2.2]**

ϕ_ℓ **:** Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$S_t \leq$ Min (27.5, 27.5, 20)

En prend S_t =15 cm dans la zone courant

-Alors :

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 184060 \times 0.10}{55 \times 400} = 3.14 cm^2$$

A_t = 3.14 cm^2

En zone courant :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 184060 \times 0.15}{55 \times 400} = 4.71 cm^2$$

A_t = 4.71 cm^2

Soit (6 cadreHA12) A_t= 6.79cm^2

- **Vérification des cadres des armatures minimales :** d'après
  - **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b}(\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

- **Dans la zone nodale** t=10 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = \frac{3.14}{10\times 55} = 5.71\% > 0.3\%$$

$\Rightarrow A_t = 0.003\times 10\times 55 = 1.65 cm^2$ Alors la condition est vérifiée.

- **Dans la zone courant :** t =15 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = \frac{4.71}{15\times 55} = 5.71\% > 0.3\%$$

$\Rightarrow A_t = 0.003\times 15\times 55 = 2.48 cm^2$ Alors la condition est vérifiée.

- **BAEL91 : (art A.8.1, 3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 mm$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : St ≤ min (15 ϕ_ℓ ; 40 cm ; a + 10 cm)

St ≤ min (30 cm ; 40 cm ; a + 10 cm) Condition Vérifiée

1.4. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

S_{pot} (cm^2)	**A_{cal} (cm^2)**	**N_{mbr} des barres**	**A_{adapt} (cm^2)**
55×55	27.23	4HA20+6HA20	31.42

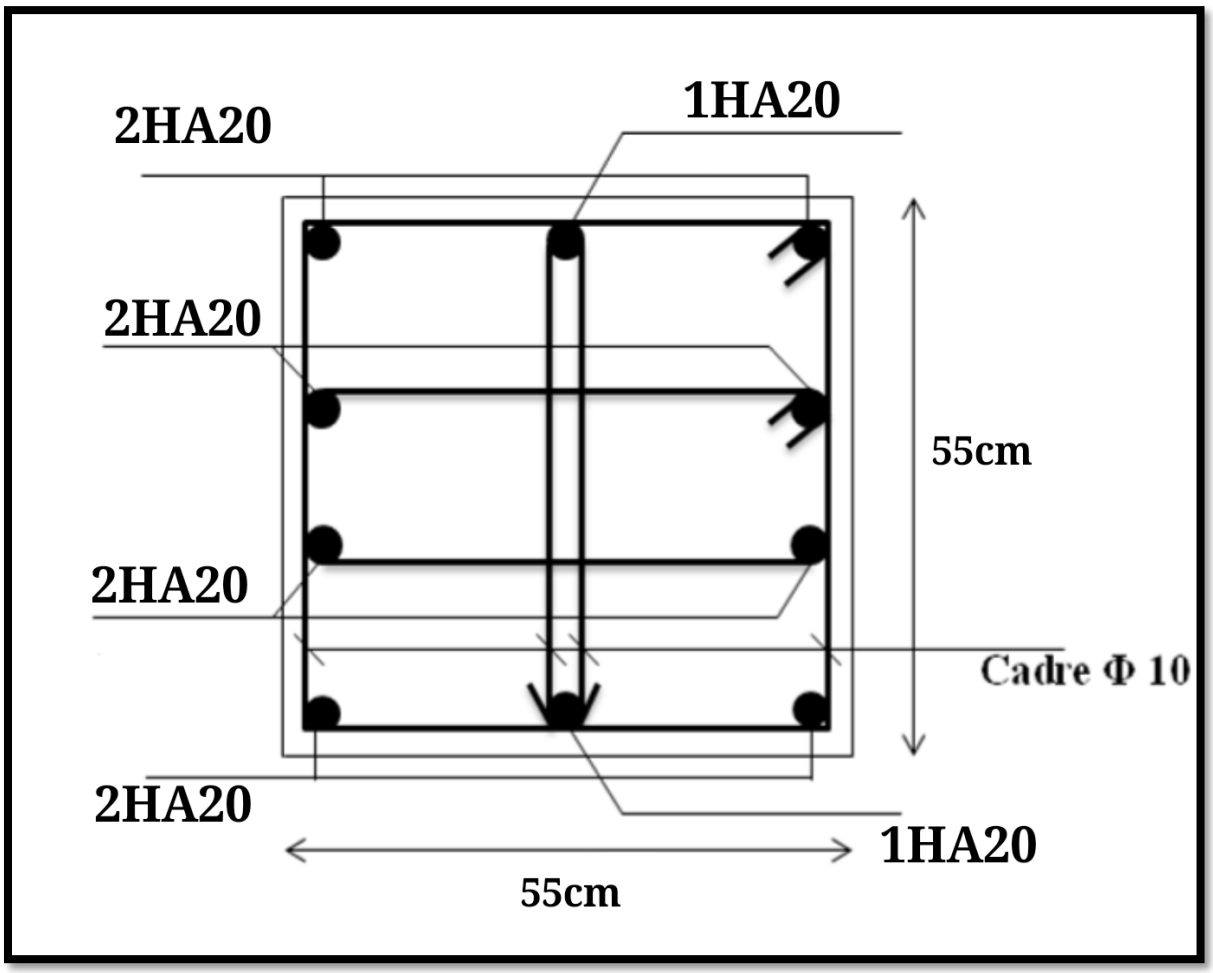


Fig.VI.02. Coupe de ferraillage de section de poteau.

VI.3.2. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple .les ferraillage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations (durable et accidentelle).

- En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :
- **Selon BAEL91 :**

  ELU : **1.35G + 1.5Q** ……en travée.
- **Selon RPA99/2003 :**

  G +Q ± E……sur appui

  0.8G ± E…….en travée

- **Recommandation RPA99/version2003:**

-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

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

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les fores latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 50ϕ en zone III

Les poutres en travée seront ferraillées pour une situation durable et sur appui pour une situation accidentelle.

- **Ferraillage longitudinale des poutres :**

- Pour les poutres principales :

S = 30×40 cm².

$$\emptyset \geq \frac{h}{10} \; ; \; \emptyset \geq \frac{40}{10} = 4cm; \;\; c \geq 1 + {}^{\emptyset}/_{2} \quad c \geq 1 + {}^{4}/_{2} = 3cm$$

C = 3.5cm

- Pour les poutres secondaires (chinages)

S = 30×35 cm².

$$\emptyset \geq \frac{h}{10} \; ; \; \emptyset \geq \frac{35}{10} = 3.5cm; \;\; c \geq 1 + {}^{\emptyset}/_{2} \quad c \geq 1 + {}^{3.5}/_{2} = 2.75cm$$

C = 3.5cm

f_{su} = feE400Mpa.

- **Vérifications nécessaires pour les poutres :**

– Condition de non fragilité :

$A_{min} \geq 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$; (BAEL91.A.4.2)

$A_{min} > 0,23\times30\times36.5\times\frac{2,1}{400} = 1,32\ cm^2$ … Poutre principale

$A_{min} > 0,23\times30\times31.5\times\frac{2,1}{400} = 1,14\ cm^2$ … Poutre principale

b. Pourcentage minimale d'armature :

Selon BAEL91 :

$A_{min}^{BAEL} = 0,001\times h\times b$; (BAEL91.B.6.4)

$A_{min}^{BAEL} = 0,001\times40\times30 = 1.2cm^2$ ……. Poutre principale

$A_{min}^{BAEL} = 0,001\times35\times30 = 1.05\ cm^2$ ……. Poutre secondaire

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{min} > 0,5\%.b.h.$

Selon PPA99/2003 :

$A_{min}^{RPa} = 0.5\% \times h\times b$; **(art.7.5.2.1)**

$A_{min}^{RPa} = 0,005\times40\times30 = 6\ cm^2$…….pour la poutre principale

$A_{min}^{RPa} = 0,005\times35\times30 = 5.25cm^2$……. Poutre secondaire

- **Calcul le ferraillage:**

-En Travée

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q).

	M (N.m)	μ	**μℓ**	α	**β**	**A_{cal} (cm2)**
Poutre principale	57440	0.101	0.392	0.133	0.94	4.81
Poutre secondaire	25090	0.059	0.392	0.076	0.97	2.35

E.L.S : Combinaison (G + Q).

	M_U (N.m)	M_{ser} (N.m)	α	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	57440	41940	0.133	1.38	0.440	V
Poutre secondaire	25090	18240	0.97	1.38	0.440	V

Tableau Récapitulatif

	Acal (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPa} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
Poutre principale	4.81	1.32	6	1.2	6	3HA12+3HA12=6.79
Poutre secondaire	2.35	1.14	5.25	1.05	5.25	3HA10+3HA12=5.75

-Sur Appuis

Combinaison (G + Q + E).

	M (N.m)	M	μℓ	A	β	A_{cal} (cm2)
Poutre principale	121080	0.163	0.392	0.223	0.91	10.47
Poutre secondaire	34370	0.062	0.392	0.098	0.96	3.26

Tableau Récapitulatif :

	Acal (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPa} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
Poutre principale	10.47	1.32	6	1.2	10.47	3HA12+3HA12=6.79
Poutre secondaire	3.26	1.14	5.25	1.05	5.25	3HA10+3HA12=5.75

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

-Les Poutres Principales

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0987 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 ...c.v$
- $\frac{4,2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow 0.0105 \geq 0.0033 ...c.v$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0987 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 ....c.v$

-Les Poutres Secondaires

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0921 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 ...c.v$
- $\frac{4,2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow 0.0105 \geq 0.0024 ...c.v$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0921 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085....c.v$
- **Ferraillage des armatures transversales :**

-Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_{max}^{u} \leq \bar{\tau}$ avec :

$\bar{\tau} = min\ (0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa)$ fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau} = min\ (0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa)$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

✓ on étude avec fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa)$

Poutre principale :

$V_u^{max} = 121.39kN.m$

$\tau_u^{max} = \frac{121390}{300 \times 365} = 1.1 \leq \min(3.33; 5) \ldots c.v$

Poutre secondaire :

$V_u^{max} = 96.87\ KN.m$

$\tau_u^{max} = \frac{96870}{300 \times 315} = 1.02 \leq \min(3.33; 5) \ldots c.v$

Disposition constructives :

• En zone nodale :

$S_t \leq min\left\{{}^{h}/_{4}; 12\varphi_1\right\} \rightarrow S_t = 10cm$

En dehors de la zone nodale :

$S_t \leq {}^{h}/_{2} \qquad \begin{cases} S_{t1} = {}^{40}/_{2} = 20cm \\ S_{t2} = {}^{35}/_{2} = 17.5cm \end{cases}$

$S_t \leq min\{0.9d; 40cm\} \begin{cases} S_{t1} \leq \{32.85; 40\}cm \\ S_{t2} \leq \{28.35; 40\}cm \end{cases}$

$\rightarrow S_{t1} = S_{t2} = 15cm$

Les armatures transversales :

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \le \frac{A_t \cdot f_e}{0,4.b_0} \qquad A_t \ge \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45\ cm^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

A_t=0,003.S_t.b.

A_t =0,003×10×30=0.90 cm^2

Soit A_t = 0.9cm^2 = 3ϕ8 = 1.51 cm^2

Les Poutres Secondaires

- En zone nodale : RPA99 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

$S_t \le$ min (h/4; 12φ_l; 30cm) = 10 cm.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$S_t \le$ h/2 =20cm. alors en prend 15 cm

h: la hauteur de la poutre.

St ≤ min (0, 9.d; 40cm)

St ≤ min (28.35cm; 40cm) →la condition est vérifiée

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \le \frac{A_t \cdot f_e}{0,4.b_0} \qquad A_t \ge \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45\ cm^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

A_t=0,003.S_t.b.

A_t =0,003×10×30=0.9 cm^2

Soit: A_t = 0.9 cm^2 = 4 Φ8 = 2.01 cm^2

8. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poutre	**Position**	**N_{mbr} des barres**	**A_{adapt} (cm^2)**
Poutre principale :	Travée	3HA12+3HA12	6.79
	Appui	3HA14+3HA16	10.65
Poutre secondaire :	Travée	3HA10+3HA12	5.75
	Appui	3HA10+3HA12	5.75

9. Schéma de ferraillage :

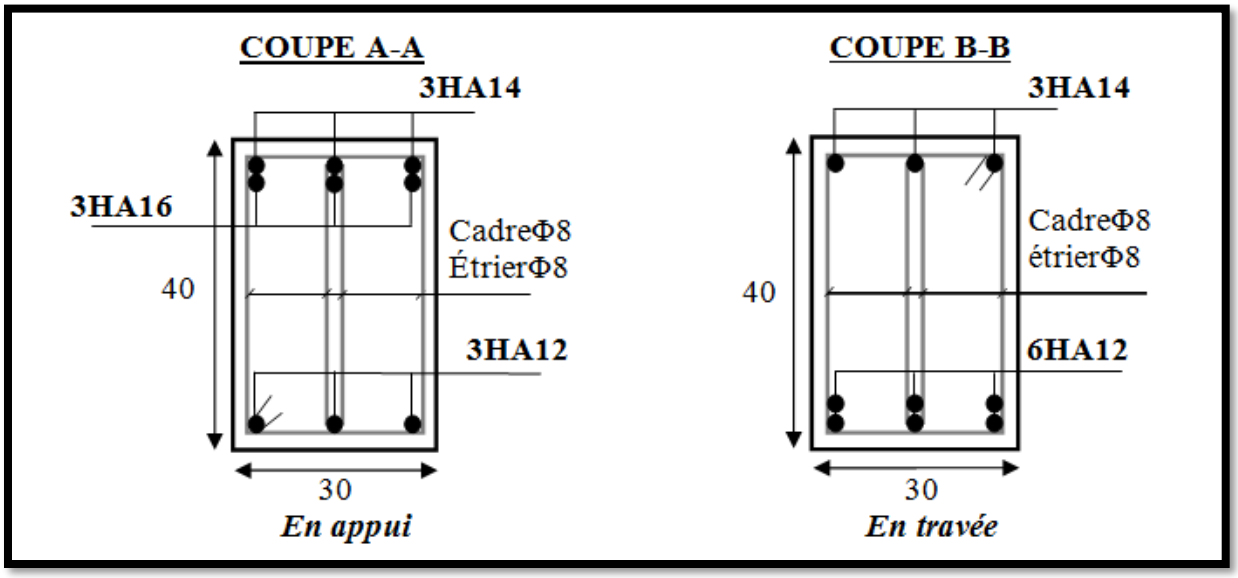


Fig.VI.3. Le ferraillage de la poutre principale (30×40)

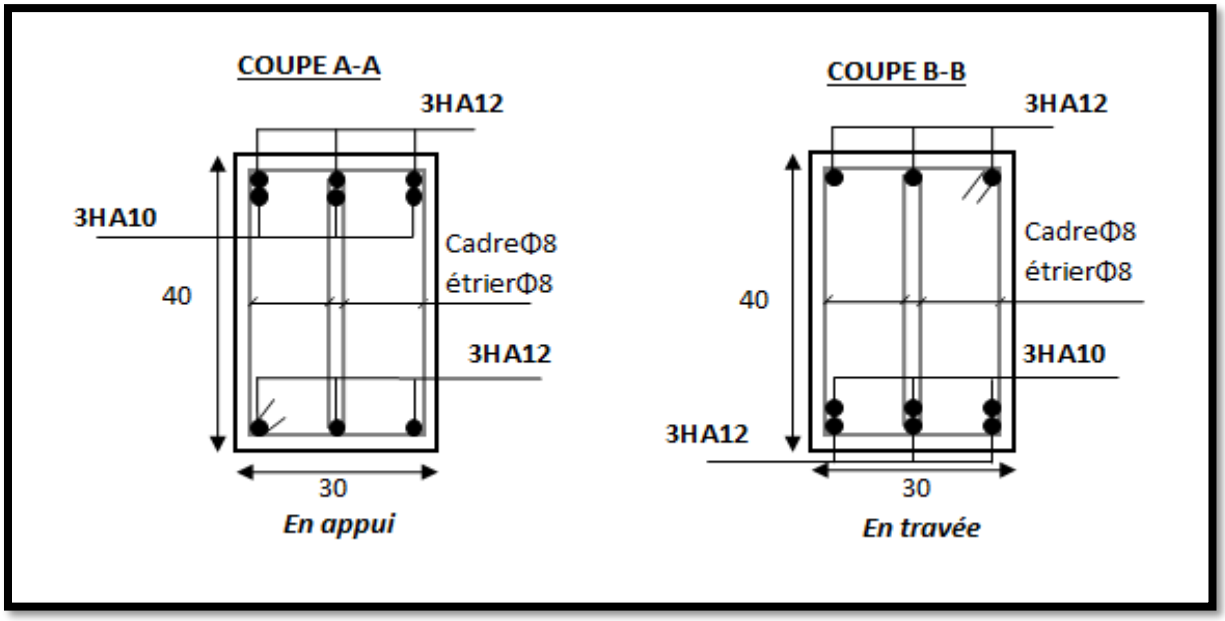


Fig.VI.4. Le ferraillage de la poutre secondaire (30×35)

VI.4.Ferraillage Des Voiles :

VI.4.1. Voiles pleins :

VI.4.1.1. Ferraillage vertical :

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous :

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.

2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

3. Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement).

4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).

5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
- En zone courante égale à 0.10%.

6. Si il Ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

VI.4.1.2. Ferraillage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ.

Φ : Diamètre des barres horizontales.

- Règles communes :

Dans le calcul du ferraillage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
  - S≤ 1.5a (a : Epaisseur du voile).
  - S≤ 30cm.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

- Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel.

Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

VI.4.2. Calcul de la section d'armature (Ferraillage vertical)

- Ferraillage vertical:

- **Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- partiellement comprimée (S. P. C).

-Etapes de calcul :

- Détermination de la nature de la section :

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est $\frac{h}{6}$):

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal $\left(e = \frac{M}{N}\right)$.

- Calcul des sections suivant leurs natures :

- **Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A'\sigma_s + A\sigma_{s10‰}$$

$$M_a = A'\sigma_s\left(d - c'\right)$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2)\sigma_{s10‰}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2)\sigma_{s10‰}}$$

-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

- **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C **:** Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot \left(d - c'\right) - M_A > \left(0{,}33h - 0{,}81.d'\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot \left(d - c'\right) - M_A > \left(0{,}33h - 0{,}81c'\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{\left[M_A - (d - 0{,}5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}\right]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \qquad \text{Avec:} \qquad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2‰$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0{,}33h - 0{,}81\,c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par : A=0 ; $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_{s'}}$ Avec : $\Psi = \frac{0{,}37 + \frac{n.(d - c') - M_A}{b.h^2.\sigma_{bc}}}{0{,}875 - \frac{d^{-1}}{h}}$

➢ **Section partiellement comprimée :** la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0{,}33h - 0{,}81\,c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N\left(d - \frac{h}{2}\right).$$

$$A = A'_f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100.\bar{\sigma}_s}$$

- **Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

- $\sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$
- $\sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2}$

} **Pour les voiles pleins**

❖ 1ere cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h.\frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

- ❖ 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.
- ❖ 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

- ➢ $A_{min1}^{R.P..A} = 0{,}002.a.l_t$
- ➢ $A_{min2}^{R.P..A} = 0{,}0015.a.h$
- ➢ $A_{min3}^{R.P.A} = 0{,}001.a.h$ (en zone courante)

VI.3.3. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- **N = 0,8 N_G ± N_E**
- **M = 0,8 M_G ± M_E**

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- **N = N_G + N_Q ± N_E**
- **M = M_G + M_Q ± M_E**

VI.3.4. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N_{min} = 0{,}8N_g + N_e$.($N_e = 0$ *cas des voiles pleins*)
- $M = 0{,}8M_g + M_e$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité

C à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$

$M_{max} = M_g + M_q + M_e$

VI.4.5. Exemple de Calcul:

Calcul de la section d'armature : selon les règles **BAEL 91**

-Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L=2 m)

G+Q+ E :

Niveau	T (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC	118. 37	-212.96	639.38

$\rightarrow \ M_{max} = 639.38 KN.m \quad \rightarrow N_{corr} = 212.96 \ KN.m$

h = 2 m ; **c** = 5 cm

d = h - c = 1.95 m ; **a** = 0.20 m

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{639.38}{212.96} = 1.06m^2$$

A= (0.337 h – 0.81 c').b.h.σ_b

A = (0.337× 200 – 0.81× 5) × 200×20 ×14.2

A = 3598280KN.m

B = N_u (d - c') - M_{ua}

$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 639.38 + 212.96 \times (1.95-2/2) = 841.692 KN.m$

B = 212.96× (1.95-0.05) – 841.692= 437.068 KN.m

B < A $\Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 1.06}{2} = 10.6m^2$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2} = 0.77m^2$$

$\frac{l_f}{h} \leq max\{15; 12\} \rightarrow (c.v)$

3.6. Calcul de ferraillage :

-Calcul des armatures à la flexion simple :

$\sigma_b = 18,5MPa$ *cas accidentel*

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa$ $(\gamma_s = 1$; *cas accidentel*$)$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{841.692 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 195^2} = 0.06m^2$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.062; \beta = 0.98)$$

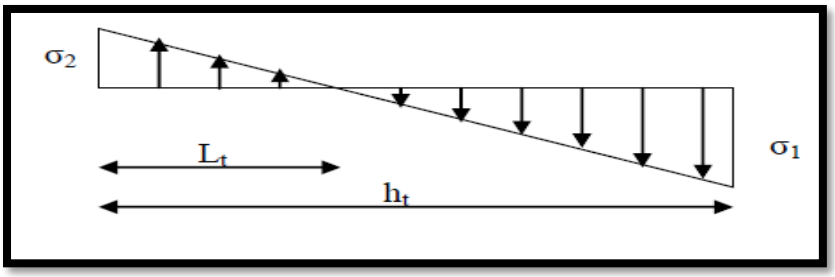
$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\sigma_b}.\beta.d} = \frac{841.692 \times 10^3}{400 \times 0.98 \times 195} = 11.01cm^2$$

-Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{Cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_S} = 11.01 - \frac{212.96 \times 10^3}{100 \times 400} = 5.69cm^2$$

- L'armature verticale minimale:

-d'après **(RPA99.version 2003)** Suivant la formule de **Navier Bernoulli**



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{212.96 \times 10^3}{200 \times 2000} + \frac{6 \times 639.38 \times 10^6}{200 \times (2000)^2} = 5.33MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{212.96 \times 10^3}{200 \times 2000} - \frac{6 \times 639.38 \times 10^6}{200 \times (2000)^2} = -4.26MPa$$

$\sigma_1 \geq 0$ • $\sigma_2 \leq 0$

$$l_t = h.\frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.88m$$

- **Alors :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a = 0.002 \times 88 \times 20 = 3.52cm^2$$

- **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**
  - Globalement dans la section du voile : 0,15 % **(RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)**

$$A_{\min}^{g} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 200 = 6cm^2$$

Donc on prend :

Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$

Alors en prend : **A=5.69 cm²** **20HA8=10.05**

En zone courante :

h'= h - 2×lt > 0

h'= 200 - 2×88 = 24

$A^2_{min} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 20 \times 24 = 0.48 cm^2$

En prend : **2HA6 = 0.57 cm²**

A tot = 2 A tendu + A^2_{min} > A^g_{min}

A tot =2×5.69+0.48 = 11.86cm^2 > A^g_{min} = 6 cm²

- **L'espacement :**
- **D'après (RPA99 version 2003)**

S < min (1.5× a; 30cm) = min (1.5×20 ; 30 cm)

On prendre : S = 30 cm

- **Dans la zone h/10 :**

$$D = \frac{S}{2} = \frac{30}{2} = \min\left\{\frac{1.5 \times a}{2}; \frac{30}{2} cm\right\} \Rightarrow D = 15cm$$

On prendre : D =15cm

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1{,}4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1{,}4 \times 118.37 \times 10^3}{200 \times 1950} = 0.43Mpa$$

$$\overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 5Mpa \succ 0.43Mpa \Rightarrow CV$$

a : épaisseur du voile (a = 20 cm)

h : langueur totale de la section tout (h = 200cm)

$$\frac{A_T}{b_0.S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8.f_e} \Rightarrow A_T \geq \frac{\tau_u b_0 S_t}{0.8 f_e} \Rightarrow A_T \geq \frac{0.43 \times 20 \times 30}{0.8 \times 400} = 0.81 cm^2$$

Soit : 3HA6 = 0.85 cm²

- **Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- **Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3**

$$A^g_{min} = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3cm^2$$

- **En zone courante :**

$A^c_{\min} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 200 = 4cm^2$

Donc on prend : **6HA10 = 4.71 cm² par ml**

- **Les Armatures Transversales :**(armatures perpendiculaires aux faces du mur)

- D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$N = N_g + N_q + N_E$

$M = M_g + M_q + M_E$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal**« N»** est très important.

- Le calcule de **«** σ_c **»** contrainte de compression se fait conformément à la formule de

- **Navier Bernoulli :**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

❖ **Exemple de calcul :**

-Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

N= 212.96 KN

M= 639.38 KN.m

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{212.96 \times 10^3}{200 \times 1950} + \frac{6 \times 639.38 \times 10^6}{200 \times (1950)^2} = 5.33MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18.5MPa$$

Schéma de ferraillage :

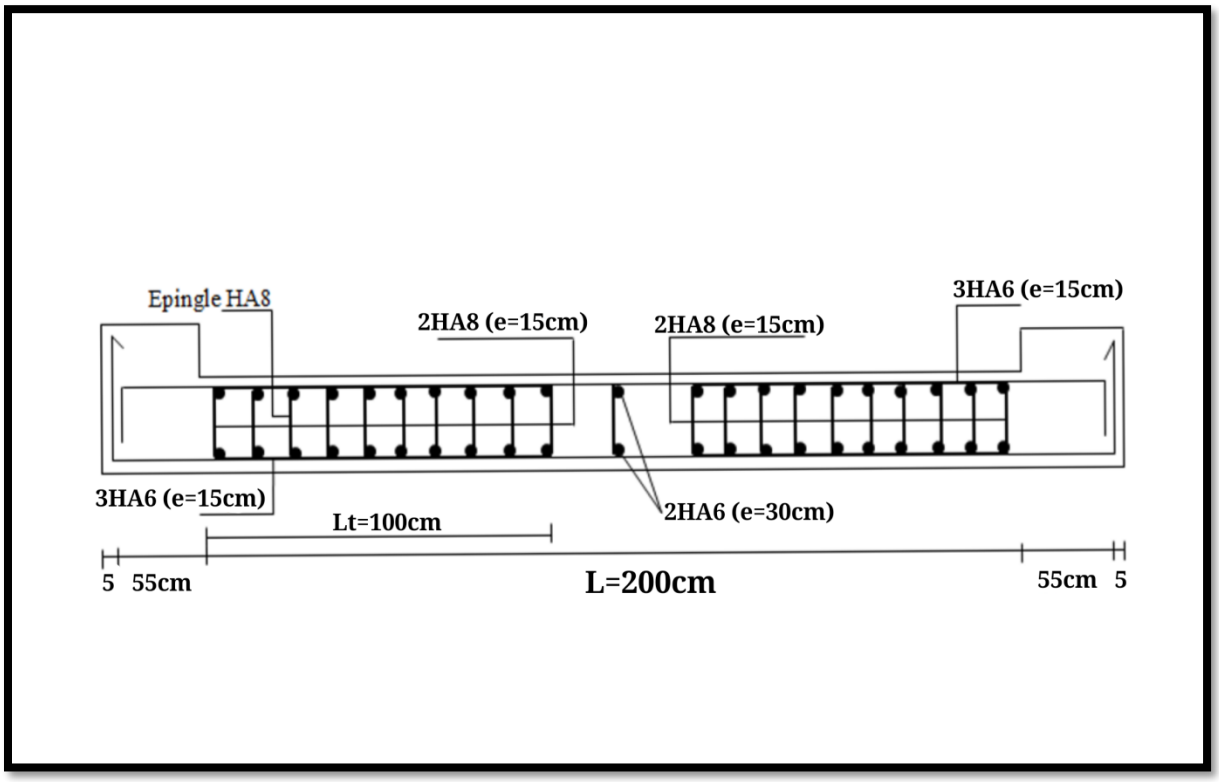


Fig.VI.5. Ferraillage de la voile

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

VII.1.1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

VII.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autre éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VII.1.3 .Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà étés réalisée, soit à partir des résultats de sondage effectuées au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur 1.9 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

- L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant:
  - Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrine.
  - Jouer le rôle d'Appuis.
  - Assurer la liaison.
  - Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

VII.2 : Etude des fondations:

VII.2.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé.

VII.2.2. Choix du type de fondation :

- **Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :**
  - Le poids de la structure.
  - La capacité portante du sol.
  - L'économie dans la réalisation.

- La rapidité et la facilité d'exécution.
- Stabilité totale de L'ouvrage.

- **Choix de type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal **à 1.9 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferraillage) et facile de réaliser : Le radier général

VII.2.3. Radiers :

VII.2.3.1. Généralités :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un batiment.il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement

- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

VII.2.3.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

– lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;

– lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

VII.2.3.3 .Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**Supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

VII.2.3.4Pré dimensionnement du radier :

1. Combinaison d'actions :

E.L.U: $N_U = 1{,}35G_T + 1{,}5Q_T = 54760.36$ KN

E.L.S: $N_{ser} = G_T + Q_T = 40123.70$ KN

-Surface de la semelle :

$\sigma_{sol} = 1.9$ bars

La surface de la semelle est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$S_s \geq \frac{Nser}{\sigma_{sol}} = \frac{40123.70}{190} = 211.18\, m^2$

Surface totale du bâtiment est : $S_b = 275.4$

✓ **Vérification :**

$\frac{S_s}{S_b} = \frac{211.18}{275.4} = 0.77$

$\frac{S_s}{S_b} = 77\% > 50\%$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferraillage est facile à réaliser : c'est le radier générale

VII.3.Calcul le Radier :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

3.3.1 / Combinaison D'action :

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferraillage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

3.3.2 /Pré-dimensionnement :

a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

b) Condition forfaitaire :

- **Sous voiles :** $\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$

h_r: Épaisseur du radier.

L_{max} : le plus grand travail.

L_{max} = 330cm $\Rightarrow$ 25cm ≤ hr ≤ 40cm

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : **h_r** = 35cm

- **Sous poteaux :**

$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec : L_{max} la plus grande distance entre deux poteaux.

h_t : épaisseur du radier.

D'où : ht $\geq \frac{485}{20} = 24.25$cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : h_r = 35cm

c) condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

- ✓ **L_{max}** : La plus grande distance entre deux poteaux. $L_{max} = 4.85m$
- ✓ **L_e** : Longueur élastique.
- ✓ **E :** Pour un chargement de long durée ; E = 3216420 t/m2
- ✓ **I :** inertie d'une bande d'1 m de radier. I = $\frac{bh^3}{12}$
- ✓ **K :** coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K = 40MN/m^3
- ✓ **b :** largeur du radier (bande de 1m).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} \qquad I = \frac{bh^3}{12} \qquad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \qquad K = 4000\ t/m^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.85^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.7m$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

h_t = 75 cm pour les nervure.

h_r = 35 cm pour le radier.

Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.0351}{4000 \times 1}} = 3.2 \geq \frac{2}{\pi} L_{max} = 3.18....(c.v)$$

3.3.3. Calcul de la surface minimale du radier:

Détermination des efforts

ELU: Nu = 54760.36KN

ELS: Ns = 40123.70KN

ELU: $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{54760.36}{1.33 \times 190} = 216.7\ m^2$

ELS: $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{40123,70}{1.33 \times 190} = 158.78\ m^2$

$S_{batiment}$ = 275.4 m² > Max (S_1; S_2) = 216.7m²

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

S' = S + D×2× (Lx + Ly)

Lx: longueur en plan (16.2m).

Ly: largeur en plan (17m).

Calcul de débordement D :

D ≥ Max (hr /2 ; 30cm). Où: hr = 0.35m D ≥ Max (17.5 cm ; 30 cm).

On prend D = 0.4 m alors l'emprise totale avec D est:

S' = S + D×2× (Lx + Ly) = 275.4+0.4×2× (16.2 + 17)= 301.96 m^2

-Poids du radier

G = (301.96 ×0.75×25) = 5661.75 KN

-Combinaison d'action

Nu = 54760.36 + 1.35 (5661.75) = 62403.72 KN

Ns = 40123.70 + 5661.75 = 45785.45 KN

VII.4.Vérifications de radier :

4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq min\left\{\frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h = 31.5 cm

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u.b}{S_{rad}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{62403.72 \times 1}{301.96} \times \frac{4.85}{2} = 501.16KN$$

$$\tau_u = \frac{501.16 \times 10^3}{1000 \times 315} = 1.43 \leq \overline{\tau_u} = 2.5MPa \rightarrow (c.v)$$

4.2. Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$\boldsymbol{N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b}$$

Avec :

$\boldsymbol{N_u}$ **:** Charge revenant plus chargé.

$\boldsymbol{\mu_c}$ **:** Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\boldsymbol{\mu_c = 2(a + b + 2h_r)}$

Vérification pour les Peteau : Le Poteau et le plus sollicitée.

$\mu_c = 2(0.55 + 0.55 + (2 \times 0.75)) = 5.2$ m

$N_u = 2097.34$ KN $\leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b = 2925$ KN….. **(C.V)**

Donc : La condition est Vérifiée pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

4.3. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$G \geq \alpha . S_{rad} . \gamma_w . Z = 1{,}5 \times 10 \times 2.7 \times 301.96 = 12229.38$ KN

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1.5

γ_w : Poids volumique de l'eau (γ_w = 10KN/m3)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h =2.7 m)

G_T = 62403.72 KN > 12229.38 KN

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

4.4. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x,y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

N_{total} = 57659.81 KN

M_x = 2468.27 KN

M_y =287.59 KN

	Sens (X-X)	**Sens (Y-Y)**
N_{total} (KN)	57659.81	57659.81
M (KN.m)	2468.27	287.59
e (m)	0.043	0.0049
L/4 (m)	4.05	4.25
Condition	Vérifiée	Vérifiée

- **Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :**

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 6022.99 m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 6632.55\ m^4$$

- **Le centre de gravité :**

$$X_G = \frac{\sum S_i.X_i}{\sum S_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum S_i.Y_i}{\sum S_i}$$

$$X_G = 8.1\ m \qquad Y_G = 8.5\ m$$

4.5. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\boldsymbol{\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}}} \qquad \sigma_m = \frac{1}{4}(3\sigma_1 + \sigma_2) \qquad \sigma_{1.2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 190 = 252.7$$

$V_x = 8.1$ m, $V_y = 8.5$ m

	I (m^4)	**N(KN)**	**M(KN.m)**	**S_{rad} (m^2)**
X-X	6022.99	67561.07	263.66	301.96
Y-Y	6632.55	67561.07	2696.45	301.96

	σ_1(KN/m²)	**σ_2(KN/m²)**	**σ_m(KN/m²)**	**$\overline{\sigma_{sol}}$(KN/m²)**	$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}}$
X-X	224.09	223.39	223.92	252.7	C.V
Y-Y	227.2	220.29	225.47	252.7	C.V

VII.5. Ferraillage du radier:

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux.

Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de l'annexe l'E3 du BAEL91 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_X / L_Y$) et du coefficient de POISSON (ν).

5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x.qu.l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y.M_x$

Tel que :

μ_x, μ_y : sont des coefficients en fonction de **α =lx / ly** et ***v*** (prend 0.2 à l 'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	**Le panneau intermédiaire**
En travée	$M_{tx} = 0.85\ Mx$ $M_{ty} = 0.85\ My$	$M_{tx} = 0.75\ Mx$ $M_{ty} = 0.75\ My$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3Mx$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5Mx$

Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

- **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	**ELS**
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$ $q_u = 54760.36 /301.96$	$q_s = (G+Q)/S_{rad}$ $q_s = 40123.70/301.96$
$q_u = 181.45\ KN/m^2$	$Q_s = 132.88\ KN/m^2$

- **Ferraillage de la dalle de radier :**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du **(4.1×4.85) m²**

a) l'ELU : $\nu = 0$; $q_u = 181.45\ KN/m$

$\alpha = 4.1/4.85 = 0.85 > 0.4$

➔ le panneau travaille dans les deux sens

- **A partir du tableau :** de l'annexe E3 (P157)

μ_x = 0.051

μ_y = 0.685

- **donc les moments sont:**

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$ ➔ $M_x = 0.051 \times 181.45 \times 4.1^2 = 155.56\ KN.m/ml.$

$M_y = \mu y \times M_x$ ➔ $M_y = 0.685 \times 155.56 = 106.56\ KN.m/ml.$

$M_{tx} = 0.85\times M_x$ ➔ Mtx = 0.85×155.56 = 132.23 KN.m/ml.

$M_{ty} = 0.85\times M_y$ ➔ Mty = 0.85×106.56 = 90.58 KN.m/ml.

$M_{ax} = M_{ay} = 0.3\times M_x$ ➔ 0.3×155.56 =46.67 KN.m/ml.

5.1.1. Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{Ms}{b\times d^2\times\sigma_b} \qquad \alpha = 1.25(1-\sqrt{(1-2\mu)} \quad , \quad \beta = (1-0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta\times d\times\sigma_s}$$

$\sigma_b = 14.2MPa \qquad b = 100cm \qquad \emptyset \leq h/10 = 350/10 = 35mm$

$dx = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 35 - 5 - \frac{3.5}{2} = 47.25cm$

$d_y = d_x - \frac{(\varphi_x+\varphi_y)}{2} = 41.75$

- **Condition de non fragilité :** BAEL91 (art. A.4.2)

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

Sens- X :

$A_{min} = 0.23\times 100\times 47.25\times\frac{2.1}{400} = 5.71$ cm^2

Sens-Y :

$A_{min} = 0.23\times 100\times 41.75\times\frac{2.1}{400} = 5.04cm^2$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$A\% \geq 0.001\times b\times h = 5.5cm^2$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	**En travée**	**Sur appui**	**En travée**
Mu (N.m)	46670	132230	46670	90580
μ	0.0147	0.0417	0.0189	0.0366
$\mu<\mu_L$	C.V	C.V	C.V	C.V
α	0.0185	0.0533	0.0238	0.0466
β	0.99	0.98	0.99	0.99
σs	348	348	348	348
As (cm²/ml)	2.87	4.21	3.24	5.3
As min (cm²/ml)	5.71	5.71	5.5	5.5
Choix des barres/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
Ascorres (cm²/ml)	6.79	6.79	6.79	6.79
Espacement (cm)	20	20	20	20

b) l'ELS : ν = 0 ; q_u= 132.88 KN/m

α = 4.1/4.85 = 0.85 > 0.4

➟ le panneau travaille dans les deux sens

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$ ……. $BAEL91(Art.452)$

$\bar{\sigma_s} = min\{(2/3)f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\}$ $FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$

$\bar{\sigma_s} = min\{0.666 \times 400 \; ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\} \Rightarrow \bar{\sigma_s} = 201.63$

- **A partir du tableau:**

μ_x = 0.051

μ_y = 0.685

- **donc les moments sont:**

$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$ ➟ M_x = 0.051×132.88 ×4.1^2 =113.92 KN.m/ml.

$M_y = \mu_y \times M_x$ ➟ M_y = 0.685× 113.92 = 78.03 KN.m/ml.

M_{tx} = 0.85× M_x ➟ M_{tx} = 0.85×113.92 = 96.83KN.m/ml.

M_{ty} = 0.85× M_y ➟ M_{ty} = 0.85×63.64 = 46.33 KN.m/ml.

$M_{ax} = M_{ay}$ = 0.3×M_x ➟ 0.3×113.92 =34.176 KN.m/ml.

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	**En travée**	**Sur appui**	**En travée**
Mu (N.m)	34176	96830	34176	46330
μ	0.0108	0.0305	0.0138	0.0187
$\mu<\mu_L$	C.V	C.V	C.V	C.V
α	0.0136	0.0387	0.0174	0.0236
β	0.99	0.98	0.99	0.99
σs	348	348	348	348
As (cm²/ml)	2.1	4	3.24	5.3
As min (cm²/ml)	5.71	5.71	5.5	5.5
Choix des barres/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
Ascorres (cm²/ml)	6.79	6.79	6.79	6.79
Espacement (cm)	20	20	20	20

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots\dots (A.5.1.1) p51$$

$$T_u = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{181.45 \times 4.1 \times 4.85}{2(4.85)+4.1} = 261.46\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{261.46 \times 10^3}{1000 \times 315} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4Mpa\right) = \min(2.5 ; 4MPa)$$

$$\tau_u = \quad 0.83\ MPa < \overline{\tau_u} = 2.5MPa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

- **Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.485 m. Le calcul du Ferraillage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 35cm.

b = 100cm.

d = 0,9h = 31.5 m.

- **Présentation schématique:**

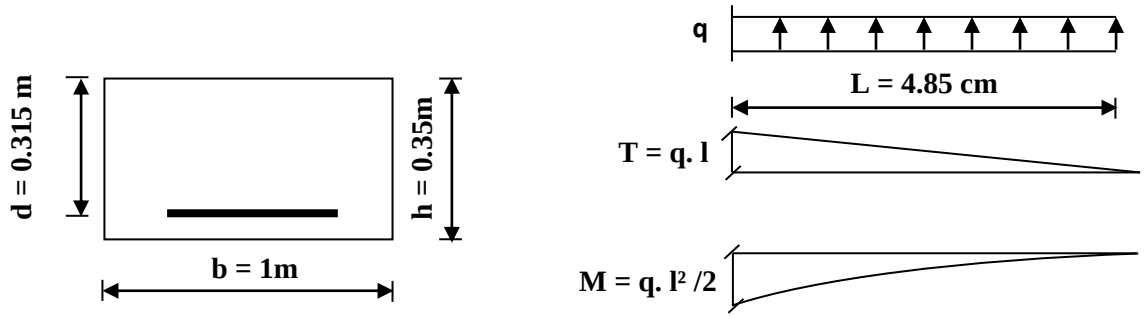


Fig.VII.1.Schéma isostatique et sollicitions de les débords.

- **l'ELU :**

$\mathbf{M_u = q_u \times l^2 /2} = 181.45 \times (0.485)^2 / 2 = 21.34KN.m$

- **l'ELS :**

$\mathbf{M_{ser} = q_{ser} \times l^2 /2} = 132.88 \times (0.485)^2 / 2 = 15.63KN.m$

	M_{max}	μ	α	β	$A_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	**Section adoptée**
ELU	21.34	0.015	0.018	0.99	2.21	3.80	6.79	6HA12

- **Vérification au cisaillement :**

$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0.05 f_{c28}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

b = 1 m

d = 0,90 h = 0.351

$V_u = q_u \times L$

$V_u = 181.45 \times 0.485 = 63.58$ KN

$\tau_u = \frac{63.58 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.14 MPa$

$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1.25 \Rightarrow (c.v)$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

- **Etude de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

h = 75 cm d = 70 cm

b = 100 cm c = 5 cm

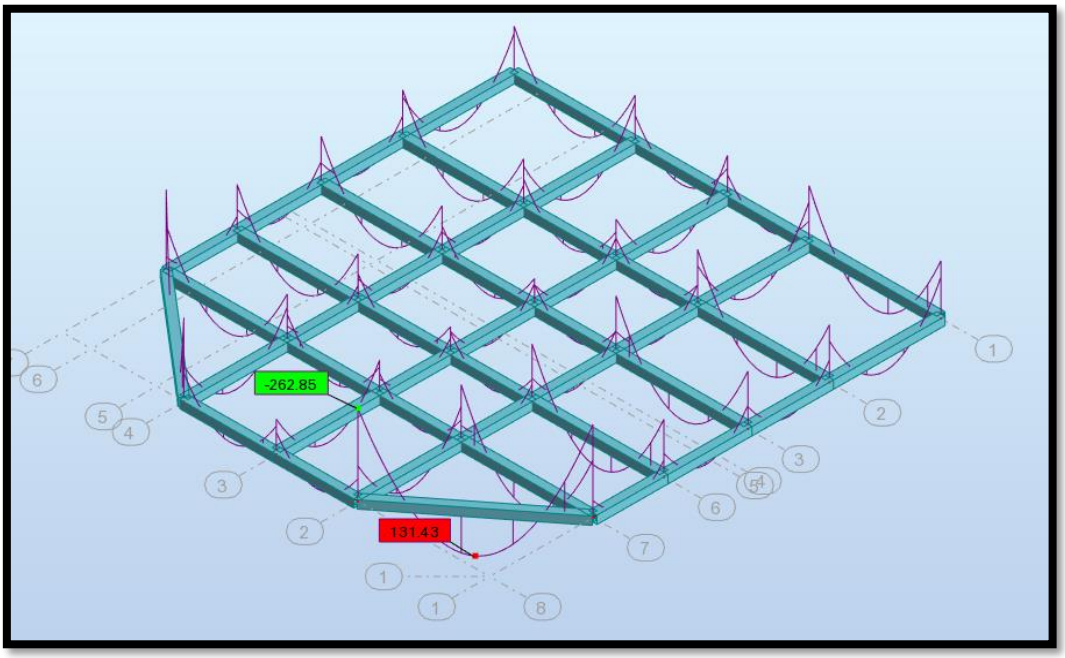
a-Calcul les charges revenant à la nervure :

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{54760{,}36}{301.96} = 181.45$$

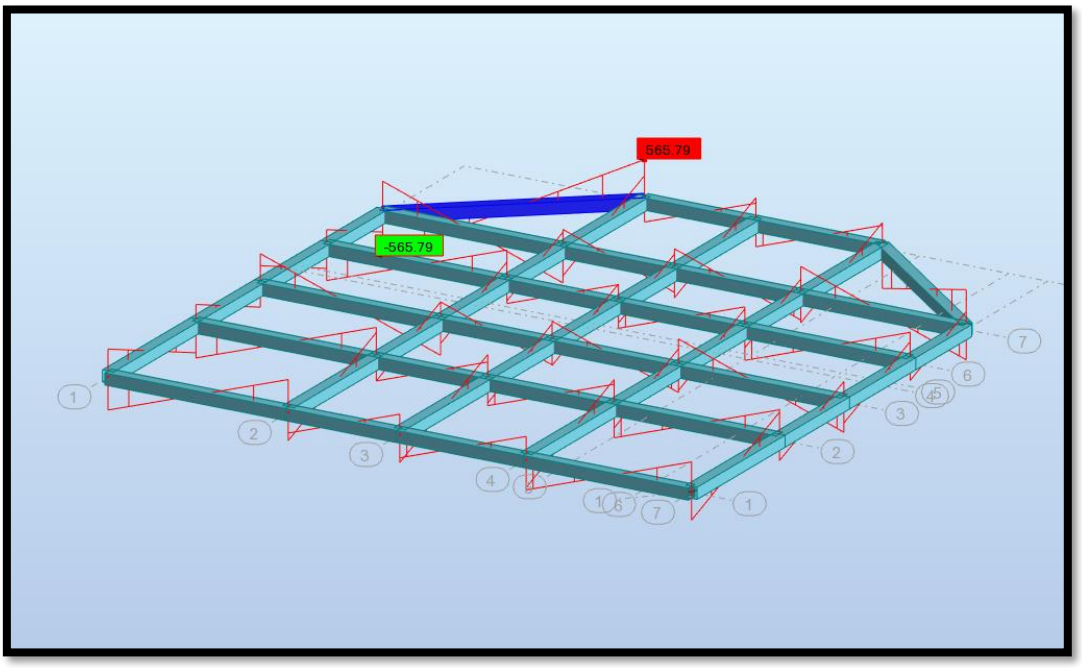
$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{40123{,}70}{301.96} = 132.88$$

- Sollicitation des nervures (ELU) :

M (KN.m)

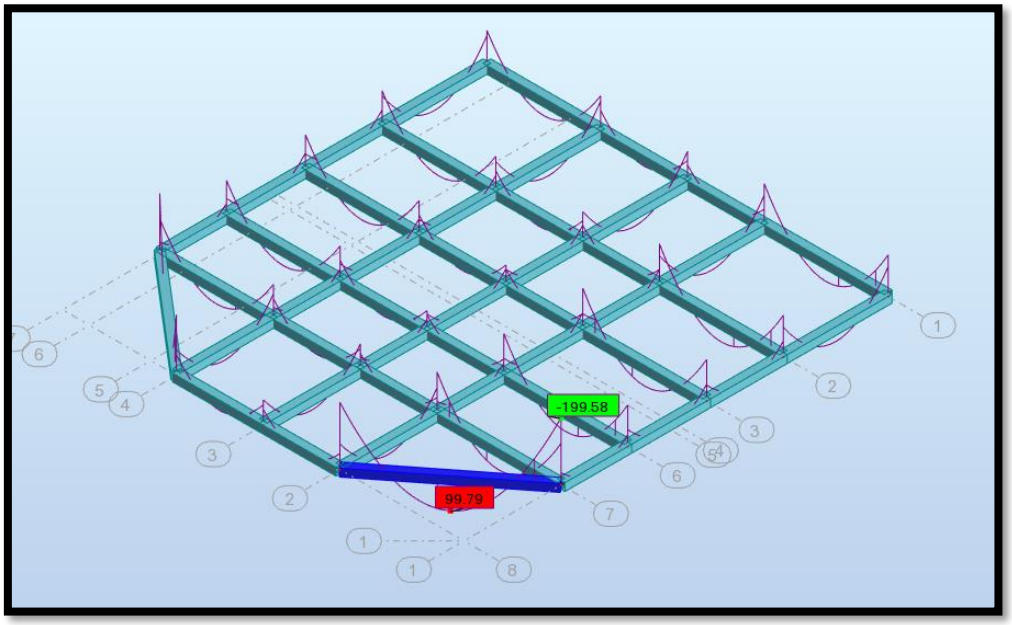


T (kN)

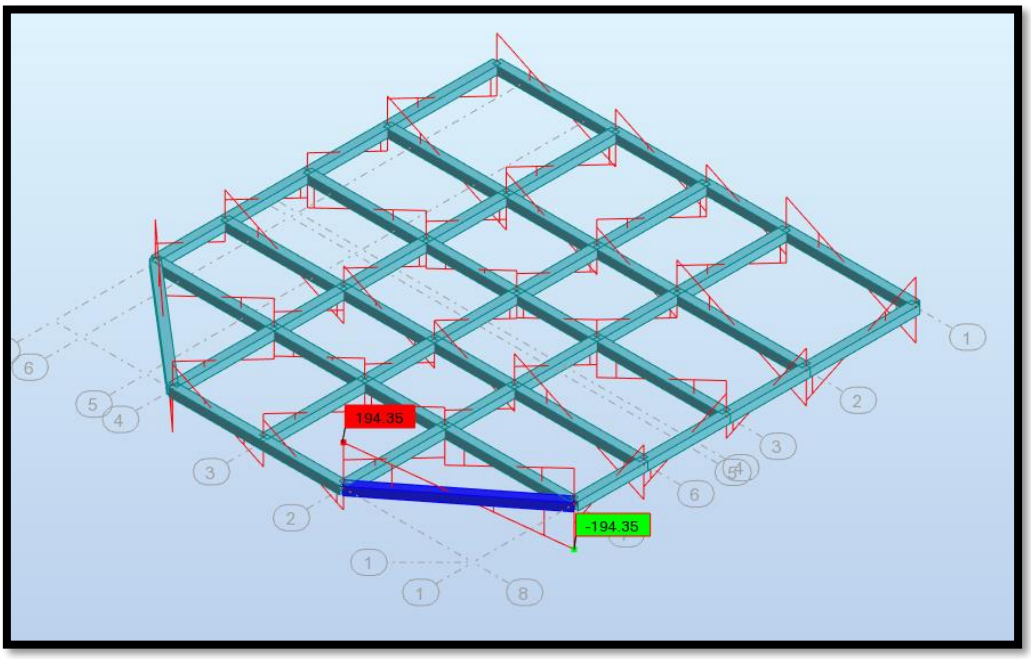


- Sollicitation des nervures (ELS)

M (kN.m)



T (KN)



$ELU\ \{M_t = 131.43 \quad KN.m\ ,\ M_a = -262.85\ KN.m$

$ELS\ \{M_t = 99.79 \quad KN.m\ ,\ M_a = -199.58 \quad KN.m$

- **Ferraillage de nervure a l'ELU :**

	M_{max}	μ	α	β	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	Section adoptée
Appuis	262.85	0.038	0.048	0.98	11.01	8.45	12.06	6HA16
Travée	131.43	0.018	0.023	0.99	5.45	8.45	9.24	6HA14

- **Ferraillage de nervure a l'ELS :**

	M_{max}	μ	α	β	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	Section adoptée
Appuis	199.58	0.027	0.034	0.99	13.03	8.45	18.85	6HA20
Travée	99.79	0.014	0.018	0.99	6.52	8.45	9.24	6HA14

- **Vérifications à l'ELU :**

- **Vérifications de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq min\left\{\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5MPa\right\}$$

$$\tau_u = \frac{565.79\times10^3}{1000\times700} = 0.81MPa$$

$$\tau_u = 0.81MPa < 3.33MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots.c.v$$

- **Vérifications nécessaires pour les nerveux :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{(BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 67.5 \times \frac{2.1}{400} = 5.49cm^2$$

Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$ (BAEL91.B.6.4)

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 65 \times 75 = 4.87cm^2$$

Selon PPA99/2003 :

$A_{min}^{RPA} = 0.5\ \% \ b \times h$ (art.5.7.2.1)

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\ \% \ 65 \times 75 = 24.37cm^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right\} = (21.4,65,20) \Rightarrow \phi = 10mm$$

- Armatures transversales minimales

$A_t = 0.003.St.b$

$A_t = 0.003\times20\times65 = 3.9\ cm^2$

Nous prenons: A_t = 4HA12= 4.52 cm²

- Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale**

$$S_t \le \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30cm\right)$$

$$\Rightarrow S_t \le \min(18.7; 1.2; 30\,cm)$$

$$S_t = 15cm$$

En zone courante

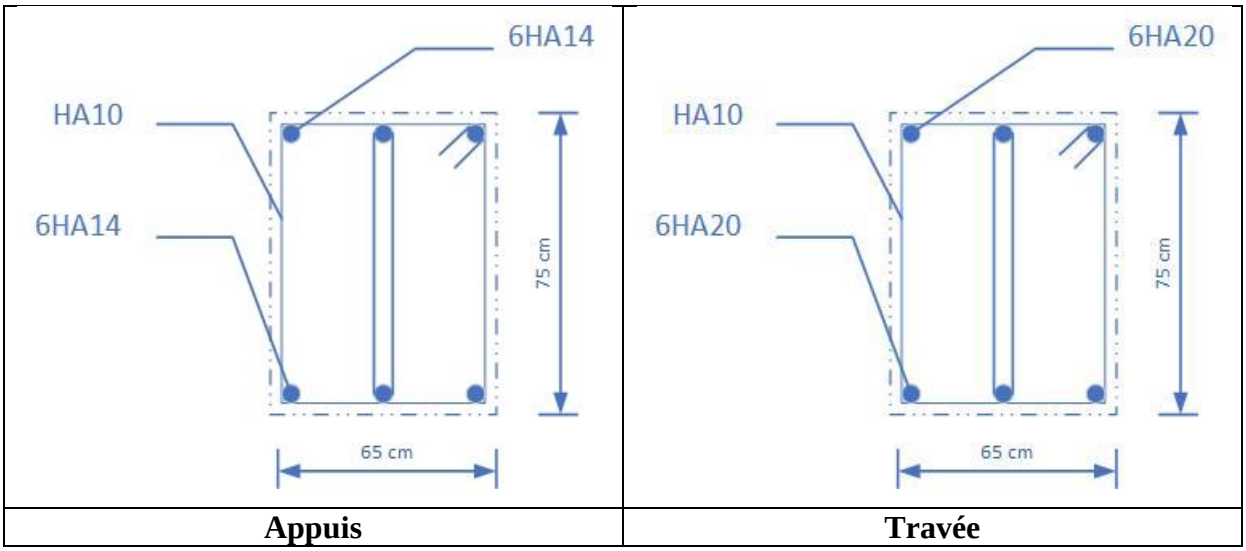
$$S'_t \le \frac{h}{2} = \frac{75}{2} \Rightarrow S'_t \le 35cm$$

Nous prenons :

S_t = 15 cm En zone nodale

S_t = 20 cm En zone courante

- **Schéma du ferraillage de nervure :**



Appuis	Travée

Fig.VII.2.ferraillage en travée et sur appuis de nervure.

- **Schéma du ferraillage de radier :**

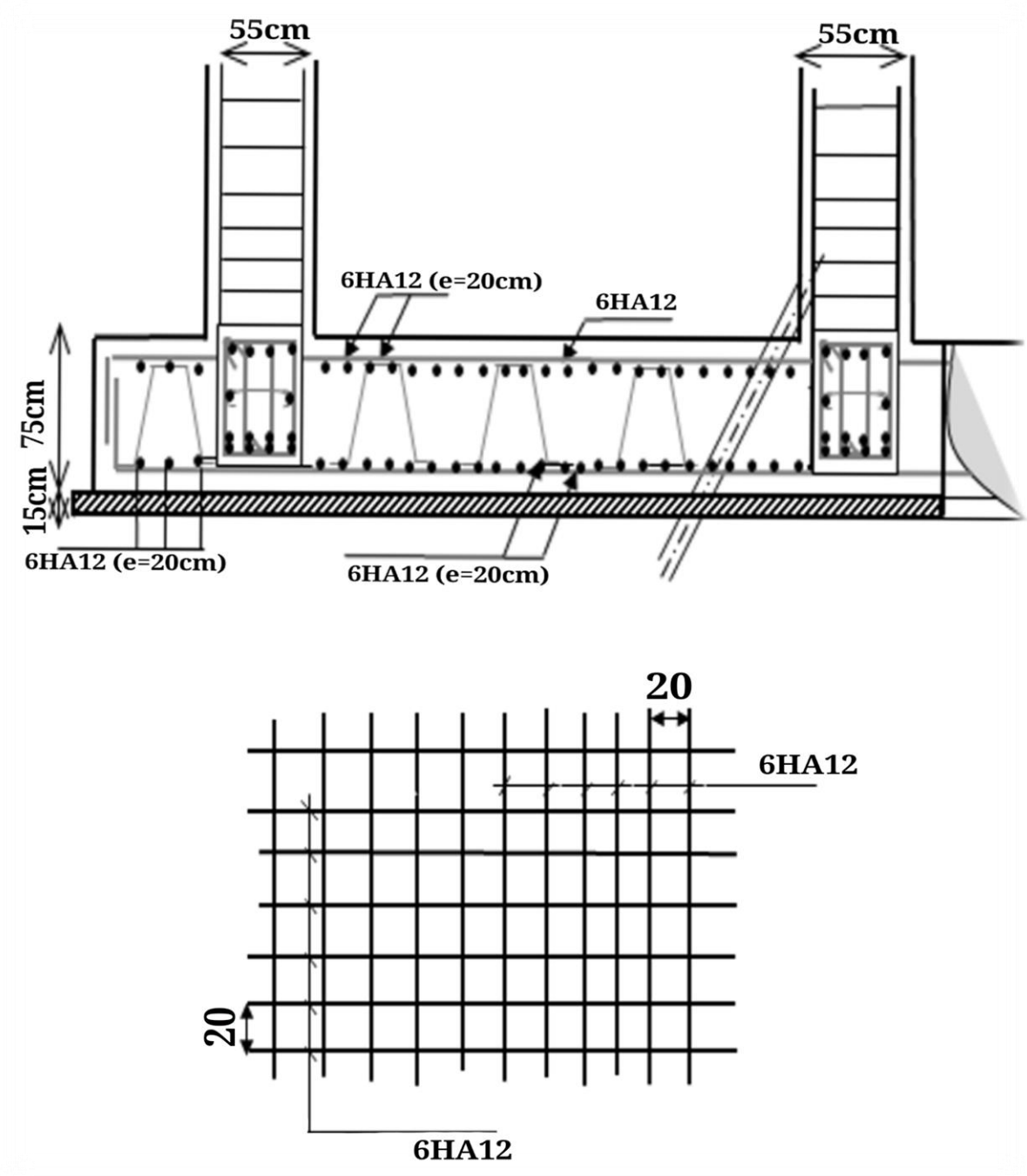


Fig.VII.3.ferraillage globale de radier.

VII.6. Conclusion :

Nous somme ensuite passée a un calcule avec fondation sur radier générale. Ce dernier a été calculé un plancher renversé. Le ferraillage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, Cette expérience nous à permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que :

RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 ; CBA93, la pratique des logiciels Comme : Robot ; Autocad …etc.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

- D'une part **(stabilité)** le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

- Et d'autre part **(économie)** l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire. En effet, le pré dimensionnement a donné des sections de poteaux non économiques

- Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

Bibliographie

Règlements :

- *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes*
- *BAEL91 : Béton armé aux états limites*
- *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé*
- *DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation*
- *Règlement neige et vent « R.N.V.1999 »*

Logiciels et programmes :

- *Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014. (Analyse des structures).*
- *AUTOCAD 2010. (Dessin).*
- *Word 2010. (Traitement du texte).*
- *Excel 2010.*