

Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme
deMASTER
Spécialité :Génie Civil
Option : Structure

**Etude d'un bâtiment en béton armé implanté
dans une zone de moyenne sismicité IIa,
contreventé par voiles et portiques.**

Réalisé par :

- ANCER Ryane
- MEROUANE Manal

Soutenu devant le jury :

DR. TALEB Hosni Abderrahmane
DR. BENZAID Mehdi
DR. BOUKOUR Salima

Président
Examineur
Promotrice

Année universitaire : 2021/2022

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH le tout puissant pour son aide et pour nous avoir donné la force et la patience afin d'arriver à terminer ce travail.

Nous remercions nos deux familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études tout au long de notre parcours.

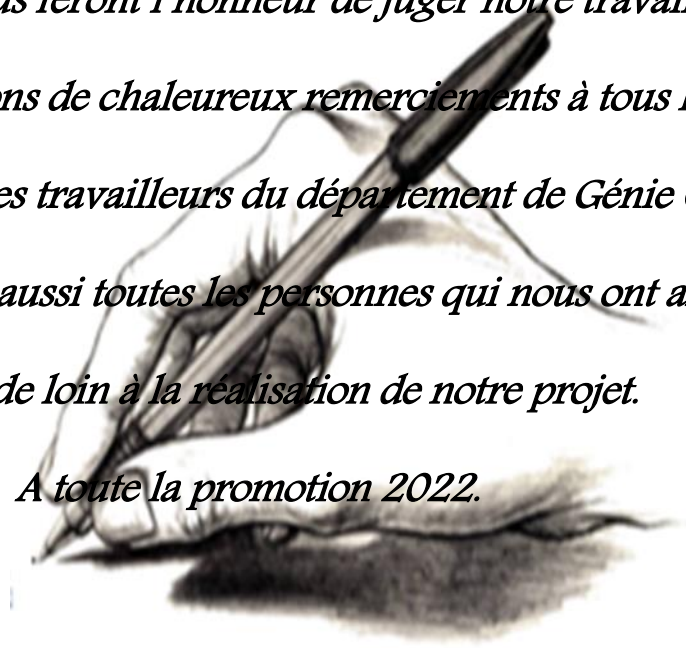
Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice « Boukour Salima »

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie Civil.

Nous remercions aussi toutes les personnes qui nous ont aidés de prêt ou de loin à la réalisation de notre projet.

A toute la promotion 2022.



Dédicace

Ancer Rayane

*Je dédie cet évènement marquant de ma vie à le
mémoire de mon père disparu, j'espère que, du
monde qui est sien maintenant, il apprécie est
humble geste comme preuve de reconnaissance de la
part d'une fille qui a toujours prié pour la salut de
son âme puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en
sainte miséricorde*

*A vous ma mère, mes frères, mes sœurs, mes
amie et ma famille partout qui m'avez toujours
soutenu et encourage durant ces années d'études*



Dédicace

MEROUANE Manal

A ma très chère mère

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te
remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta
bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a
toujours été ma source de force pour affronter les
différents obstacles.*

Que Dieu ait pitié de toi maman.

A mon très cher père

*Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et
m'encourager.*

*Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection
A mes très chers frères et mes belles sœurs et mon
fiancé*

*Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et
surtout réussite*

A tout ma famille

A tous ma promotion de Génie Civil 2021/2022



Sommaire

Chapitre I : Présentation de projet

I.1. Introduction.....	6
I.2. Présentation de l'ouvrage étudié.....	6
I.3. Dimension de l'ouvrage.....	6
I.4. Caractéristiques du sol.....	6
I.5. Hypothèses de calcul.....	7
I.6. Règles et normes de calcul.....	8
I.7. Caractéristiques mécanique des matériaux Béton Acier.....	10
I.8. Les actions.....	16

Chapitre II : Pré-dimensionnement et Décent de charge

II.1. Introduction	22
II.2. Pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage	22
II.2.2. Les plancher	22
II.2.3. L'acrotère	25
II.2.4. Escalier.....	25
II.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	28
II.3.1. Les poutres.....	28
II.3.2. Les poteaux.....	30
II.3.3. Les voiles.....	31
II.3.4. Evaluation des charges et des surcharges	33
II.3.5. Descente de charge.....	37

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Introduction.....	45
III.1. L'acrotère.....	45
III.1.1. Dimensionnement	46
III.1.2. Evaluation des charges.....	46
III.1.3. Détermination de l'effort due au séisme.....	47

III.1.4. Les sollicitations.....	47
III.1.5. Combinaison d'action.....	48
II. 1.6. Calcul de ferrailage.....	48
III.2. Les Escaliers.....	49
III.2.1. Introduction.....	49
III.2.2. Dimensionnement.....	50
III.2.3. Evaluation des charge et surcharges.....	50
III.2.4. Combinaisons des charges.....	51
III.2.5. Calcul des sollicitations.....	51
III.2.6. Calcul de ferrailage.....	52
III.3.1 Etude Poutre palier.....	54
III.3.4.Les Balcons.....	61
III.3.2.Evaluation des charges.....	61
III.3.3.Combinaison des charges.....	62
III.3.4.Calcul des efforts dans le balcon.....	63
III.3.5.Calcul des armatures.....	64
III.4. Les plancher.....	64
III.4.1.Etude des planchers à corps creux.....	65
III.4.2. Méthode forfaitaire.....	66

Chapitre IV : Etude Sismique

IV.1. Etude sismique	103
IV.2. Présentation de la différente méthode d'estimation des forces sismiques.....	103
IV.3. Méthode statique équivalente.....	103
IV.3.1. Principe de la méthode.....	103
IV.3.2. Condition d'application de la méthode.....	104
IV.3.3. Calcul de la force sismique totale.....	105
IV.4. Etude dynamique.....	115
IV.4.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure.....	115
IV.4.2. Calcul de l'excentricité.....	117
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	118
IV.4.4. Justification de l'interaction portiques-voiles.....	120
IV.4.5. Vérification des déplacements.....	121
IV.5. Justification vis-à-vis de l'effet P.....	122

IV.6. Conclusion.....	127
-----------------------	-----

Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

V.1. Introduction.....	128
V.2. Ferrailage des poteaux.....	129
V.2.1.Recommandation du RPA 99/version 2003.....	129
V.2.2.Calcul de ferrailage.....	129
V.3. Ferrailage des poutres.....	135
V.3.1.Recommandation du RPA 99/version 2003.....	136
V.3.2.Calcul de ferrailage.....	136
V.4. Etude des voiles.....	148
V.4.1.Recommandation du RPA 99/Version 2003.....	149
V.4.2.Ferrailage des voiles.....	152
V.4.3. Conclusion.....	156

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	158
VI.2. Choix de type de fondation.....	158
VI.3. Etude des fondations	159
VI.2.2 .Calcul de surface revenant à la semelle isolée.....	159
VI.2.2.Hypothèse de calcul.....	159
VI. 2.3. Pré-dimensionnement de la semelle filante.....	160
VI. 2.4.Calcul de ferrailage.....	164
VI.4. Etude de la poutre de redressement.....	164
VI.4.1. Pré dimensionnement de la poutre.....	166
VI.4.2. Calcul le ferrailage	166
VI.4.3. Etude de la longrine	167
VI.4.4. Dimensionnement de la longrine	168
VI.4.5. Ferrailage de la longrine	168
VI.4.6. Etude du voile périphérique	169
VI.4.7. Ferrailage du voile périphérique	170

Liste des figures

Chapitre I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Figure I.1 : Bâtiment en 3D	7
Figure I.2 : Plan du rez-de-chaussée et étage courant	8
Figure I.3 : Evaluation de la résistance en de l'âge du Béton	12
Figure I.4 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU.....	13
Figure I.5 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELS	14
Figure I.6 : Type d'armatures	16
Figure I.7: Diagramme contraintes déformation de l'acier.....	17
Figure I.8: Enrobage	18

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : plancher à corps creux	23
Figure II.2 : Dimensions d'une poutrelle.....	24
Figure II.3 : Schéma statique de l'acrotère.....	25
Figure II.4 : Coupe transversale d'un Balcon	25
Figure II.5 : Schéma d'un escalier	26
Figure II.6 : Schéma statique de l'escalier	27
Figure II.7 : Section poutre principale	29
Figure II.8 : Section poutre secondaire	30
Figure II.9 : coupe de voile en élévation	32
Figure II.10 : coupe de voile en plan	32
Figure II.11 : Mur extérieur	36
Figure II.12 : Mur intérieur	37
Figure II.13 : Surface afférente du poteau	39

Chapitre III .Etude des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma réel et statique de l'acrotère	46
Figure III.2 : Schéma de ferrailage d'un acrotère.....	49
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'escalier	50

Figure III.4 : Diagrammes des moments fléchissant et tranchant de la poutre palière à ELS...	55
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de poutre palière	60
Figure III.6 : Schéma de ferrailage .du balcon.	64
Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant et de l'effort tranchant une poutre à deux travées	64
Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant et de l'effort tranchants une poutre Plusieurs travées	66
Figure III.9 Diagramme des moments efforts tranchants de type 2 à L'ELU.....	66
Figure III.10 Diagramme des moments efforts tranchants de type 2 à L'ELS.....	72
Figure III.11 : Diagramme des moments efforts tranchants de type 3 à L'ELU	73
Figure III.12 : Diagramme des moments et effort tranchants de type 3 à ELS	74
Figure III.13 : Diagramme des moments et effort tranchants de type 4 à l'ELU	74
Figure III .14 : Diagramme des moments et effort tranchants de type 4 à ELS	76
Figure III.15 : Coupe d'une poutrelle.....	76
Figure III.16 : Diagramme des moments et effort tranchants type 1 à l'ELU	77
Figure III.17 : Diagramme des moments et effort tranchant type 1 à l'ELS	83
Figure III.18 : Diagramme des moments et effort tranchant type 2 à l'ELU	84
Figure III.19 : Diagramme des moments et effort tranchant type 2 à l'ELS	85
Figure III.20: Diagramme des moments et effort tranchant type 2 à l'ELU.....	86
Figure III.21: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	92

Chapitre IV. Étude dynamique

Figure IV.1 : Disposition du voile proposés.....	112
Figure IV.2 : Mode 1 translation Selon X-X	112
Figure IV.3 : Mode 2 translation Selon Y-Y	113
Figure IV.4 : Mode 3 rotation au tour de l'axe Z-Z.....	114
Figure IV.5 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel Robot V2014.....	114
Figure IV.6: Distribution de l'effort normal.....	124
Figure IV.7 : Distribution de l'effort tranchant.....	125

Chapitre V. Calcul des éléments Principaux

Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	135
---	-----

Figure V.2 : Diagramme des moments en travée et sur appuis pour la poutre secondaire.....	139
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire	143
Figure V.4 : Diagramme des moments en travée et sur appuis poutre principale	143
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres principales	147
Figure V.6 : Disposition des armatures verticales vue en plan	148
Figure V.7 : Disposition les voile.....	151

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

Figure VI .1: Schéma de la semelle isolée.....	159
Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante.....	167
Figure VI.3 : Dimension de la semelle filante sous voile.....	167
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du la longrine.....	169
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	172

Liste des tableaux

Chapitre I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Tableau I-1 : Les sections d'acier.....	17
Tableau I-2 : limite élastique en fonction du type d'acier	17
Tableau I-2 : les caractéristique du béton et de l'acier utilisé	20

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : charges permanentes revenants au plancher terrasse inaccessible.....	33
Tableau II-2 : charges permanentes de la dalle de niveau d'étage courant.....	34
Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes de balcon de terrasse.....	34
Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes de balcon étage courant	35
Tableau II-5 : Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d'escalier	35
Tableau II-6 : Evaluation des charges de palier.....	36
Tableau II-7 : Evaluation des charges de mur extérieur	36
Tableau II-8 : Evaluation des charges de mur intérieur.....	37
Tableau II-9 : les charges d'exploitation	38
Tableau II-10 : les descentes des charges de poteaux intermédiaire	39

Chapitre III. Etude des éléments secondaires

Tableau III-1 : Combinaisons des charges charge.....	50
Tableau III-2 : Ferrailage d'escalier	52
Tableau III-3 : moments et efforts tranchant	56
Tableau III-4 : choix de la méthode calcul à suivre pour les différents types	67
Tableau III-5 :les combinaisons d'action	68
Tableau III-7 : Sollicitation a l'ELU (plancher étage courant type 1).....	70
Tableau III-8 : sollicitation a l'ELS (plancher étage courant type 1)	71
Tableau III-9 : Sollicitation a l'ELU (plancher étage courant type 2)	71
Tableau III-10 : Sollicitation a l'ELS (plancher étage courant type 2)	72
Tableau III-11 : Sollicitation a l'ELU (plancher étage courant type3)	73
Tableau III-12 : Sollicitation a l'ELS (plancher étage courant type 3).....	73

Tableau III-13 : Sollicitation a l'ELU (plancher étage courant type 4)	75
Tableau III-14 : Sollicitation a l' ELS (plancher étage courant type 4).....	76
Tableau III-15 : Sollicitation a L'ELU(plancher terrasse type 1).....	78
Tableau III-16 : Sollicitation a l'ELS (plancher terrasse type1).....	78
Tableau III-17 : Ferrailage à l' ELU (En travée).....	81
Tableau III-18 : Ferrailage à l' ELU (En appuis).....	83
Tableau III-19 : Vérification des contraintes à ELS.....	83
Tableau III-20 : Sollicitation a l'ELU (plancher terrasse type 2).....	84
Tableau III-21: Sollicitation a l'ELS (plancher terrasse type 2).....	85
Tableau III-22: Sollicitation a l'ELU (étage courant type 2).....	86
Tableau III-23 : Sollicitation a l'ELS (étage courant type 2).....	87
Tableau III-24 : Les sollicitations les plus défavorables.....	88
Tableau III-25: Tableau de ferrailage à l'ELU.....	90
Tableau III-26: Tableau de ferrailage à l'ELS	90

Chapitre IV. Étude dynamique

Tableau IV-1 : Valeurs de coefficient C_t	106
Tableau IV-2 Valeurs de T_1 et T_2	106
Tableau IV-3 Valeurs de $\xi(\%)$	107
Tableau IV-4 : Valeurs de coefficient de comportement R	107
Tableau IV-5: Valeurs des pénalités P_a	108
Tableau IV-6 : Modes et périodes de vibration et taux de participation massique.....	115
Tableau IV-7 : Centre de masse et de centre de torsion.....	117
Tableau IV-8 : Vérification de l'excentricité.....	117
Tableau IV -9 : effort tranchant	118
Tableau IV-10 : Vérification des déplacements au sens (X-X) et (Y-Y).....	119
Tableau IV-11 : Vérification au renversement au sens X-X.....	121
Tableau IV-12 : Vérification au renversement au sens Y-Y.....	121
Tableau IV-13 : Vérification d'effort normal réduit des poteaux	122
Tableau IV-14: Vérification de l'effet $P-\Delta$ au sens X-X.....	122
Tableau IV-15 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ au sens Y-Y.....	123
Tableau IV-16: Valeurs Reprise des charges Verticales par les voiles et les portiques.....	123
Tableau IV-17 : Valeurs Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques...	124

Tableau IV.18 : Distribution de la résultante des forces sismiques pour chaque étage selon l'axe x.....	126
Tableau IV.19 : Distribution de la résultante des forces sismiques pour chaque étage selon l'axe y.....	126

Chapitre V. Etude des éléments porteurs

Tableau V-1: Ferrailage des poteaux sous combinaisons ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$).....	129
Tableau V-2: Ferrailage des poteaux sous combinaison ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$).....	129
Tableau V-3: Ferrailage des poteaux sous ($M_{\text{corres}} \rightarrow N_{\max}$)	129
Tableau V-4 : Ferrailage longitudinal de poteaux	134
Tableau V-5: Calculs des contraintes de cisaillement.....	136
Tableau V.6 ferrailage des armatures transversales.....	137
Tableau V.7 : les vérifications à l'ELS.....	138
Tableau V.8: Sollicitations de la poutre principales	139
Tableau V-9 : Ferrailage des poutres principales	141
Tableau V-10 : Vérification à l'ELS de la poutre principale.....	142
Tableau V.11 : Sollicitations de la poutre principale.....	144
Tableau V-12 : Ferrailage des poutres secondaire.....	145
Tableau V-13 : Vérification à l'ELS de la poutre secondaire.....	147
Tableau V.14 : Sollicitations de calcul dans les voiles (RDC à 5 ^{ème} étage).....	153
Tableau V.15 : Ferrailage des voiles à yy et xx (RDC à 5 ^{ème} étage).....	155

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

Tableau VI .1 : Les surfaces des semelles isolées.....	159
Tableau VI .2 : Les surfaces des semelles filantes.....	167
Tableau VI. 3 : Section des armatures du voile périphérique.....	170

Symboles et notations

A' ; A_s : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone

a : épaisseur

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

b : la largeur (m).

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage T

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_d , E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δ_{ft} : la flèche totale.

$\Delta f_{t_{adm}}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

Q_u : charge ultime.

Q_s : charge de service. .

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

S_t : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: poids propre de la structure.

W: Charges d'exploitation. Q_i

W: poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels. G_i

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y: Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. N

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j: Contrainte correspondant à j.

σ_g: Contrainte correspondant à g.

σ_q: Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml.

τ_{ultime} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Autres notations

CV : Condition vérifiée.

CNV : Condition non vérifiée.

RDC :Rez de chausser

Résumé

Le but de projet est l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5) implanté dans la wilaya de Mila, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles, L'étude et l'analyse de ce structure ont été établies par le logiciel (Robot) afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003 et DTR.BC.2.2 et CBA93.

Mot clé:

Bâtiment, béton armé, Règlement parasismique, BAEL, Analyse structurelle avec robots.

Abstract

The purpose of the project is the study of a building for residential use (R+5) located in the wilaya of Mila, classified in zone IIa according to the Algerian parasismic (RPA 99 version 2003). The stability of the load bearing walls is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (ROBOT) in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating loads and seismic load). The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 - Version 2003, DTR.BC.2.2 , CBA93).

Key words:

Building, Reinforced concrete, Seismic Regulations, BAEL, Robot Structural Analysis,

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي + خمس طوابق, يتم انجازها بولاية ميله المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم II حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات, الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الديناميكية تمت باستعمال طريقة برنامج (ROBOT) من أجل الحصول علي الضغوط المختلفة الناتجة عن الأحمال (الأحمال الدائمة ، أحمال التشغيل والحمل الزلزالي). تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL 91 معدل 99, RPA, إصدار 2003 (DTR.BC.2.2 , CBA93

الكلمات المفتاحية:

العمارة، الخرسانة المسلحة، اللوائح الزلزالية، BAEL، التحليل الإنشائي باستخدام روبوت

Introduction général

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays du monde et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment **R+5** implanté en zone de moyenne sismicité (**Mila**).

Notre travail a consisté à respecter les critères suivants :

- Sécurité et durabilité de l'ouvrage.
- Faisabilité (facilité de réalisation de l'ouvrage).
- Economie.

Notre structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue compte tenu de sa durée de vis envisagée et de son coût.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Le projet qu'on a choisit porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnelle (R+5), il regroupe à la fois commerce, et logements d'habitation et il est contreventé par un système mixte (voile portique).

L'objectif de cette étude et de mettre à profit l'ensemble des connaissances acquises durant notre cursus.

Ce travail est organisé en six chapitres:

Premier chapitre: présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisées.

Le second chapitre traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

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

Dans le quatrième chapitre, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (Robot), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:

- Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
- Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel Robot est présenté dans le cinquième chapitre.

En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du sixième chapitre

Le travail est clôturé par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

chapitre 1: présentation de l'ouvrage

Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre

Notre projet d'étude consiste à dimensionner et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5) de forme irrégulière à usage d'habitation . Ce dernier est constitué de portiques et voiles. Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

. Présentation de l'ouvrage étudié :

Dimension de l'ouvrage :

Dimensions en plan

- Longueur totale du bâtiment.....23.55 m.
- Largeur totale du bâtiment..... 16.80 m.

Dimensions en élévation

- Hauteur du R.D.C:.....3.06 m.
- Hauteur de l'étage.....3.06 m.
- Hauteur de l'acrotère.....0.6 m
- Hauteur totale du bâtiment.....18.96 m.

Description des l'ouvrage

La structure qui fait l'objet de notre étude repose sur le sol d'où les caractéristique est la suivante :

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Mila c'est zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 ayant un ouvrage d'importance moyenne) selon la classification des ouvrages, suivant leur importance d'après les règles parasismiques algériennes « R.P.A 99 version 2003»[ref]
- Le sol du site qui supportera la structure est un sol ferme classé selon le RPA99/VERSION2003 comme un sol de catégorie S3 sol meuble $\sigma_{sol} = 170 \text{KN/m}^2$

Plans architectural

La structure est formée de portiques et de voiles en béton armé. Sa configuration géométrique n'est pas régulière en plan. Les plans illustrés dans les figures suivantes, du sous sol, RDC et jusqu'à 5ème étage, sont des exemples pour clarifier la présentation globale.



Figure I.1 : Bâtiment en 3D

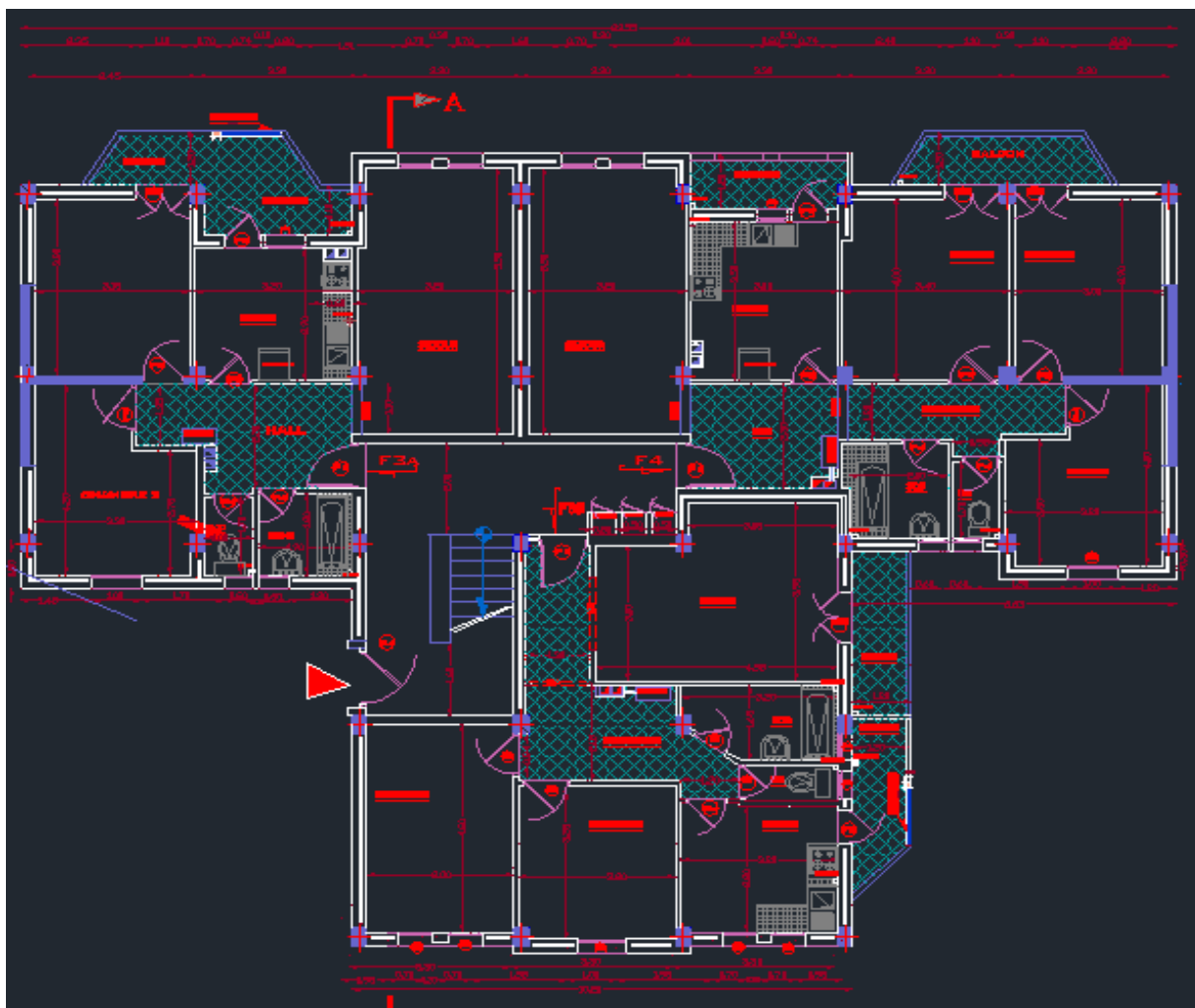
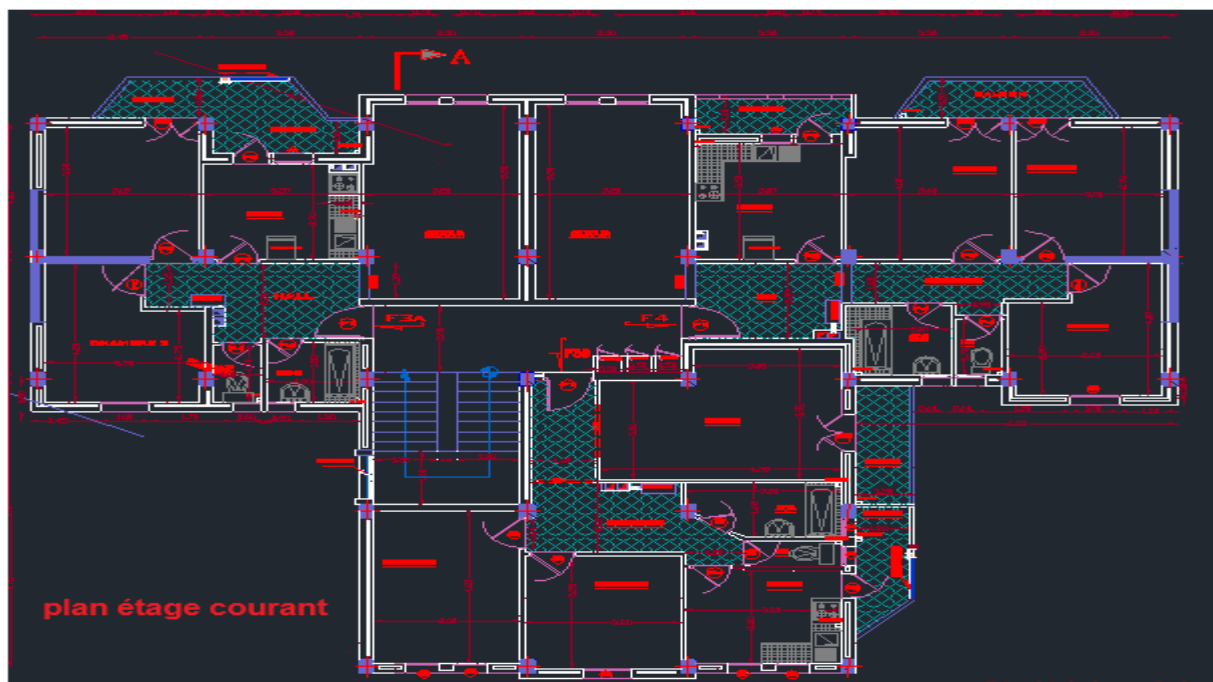


Figure I.2 : Plan du rez-de-chaussée et étage courant

Règles et normes de calcul

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir:

- ✚ **RPA99V2003:** Règlements parasismiques Algérienne version 2003 (RPA99/version2003)
- ✚ **DTR.BC.2.2:** Document Technique Règlementaire (charges permanentes et d'exploitation)
- ✚ **BAEL91:** Béton Armé Etats Limites 91
- ✚ **CBA93:** Règles de conception et de calcul des ouvrages en Béton Armé
- ✚ **RNVA99:** Règlement du Neige et Vent Algérien99

1.4 ELEMENTS CONSTITUANTS DE LA CONSTRUCTION

1.4.1. Planchers

C'est un ouvrage de charpente de menuiserie ou de maçonnerie, tout ou partie en bois, en fer ou en béton, formant une plate-forme horizontale au rez-de-chaussée ou une séparation entre les étages d'une construction sa sous-face.

a. Plancher en corps creux

Une dalle de compression armée ou 'hourdis' coulée sur les efforts de compression. Le plancher est entouré par un chainage horizontal.

b. Dalles pleine en béton armé.

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

1.4.2. Acrotère

Est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade.

1.4.3. Escaliers

Est une construction architecturale est constituée d'une suite régulière des marche horizontales permettant d'accéder à un étage et de passer à pied d'un niveau à un autre en montant et en descendant, elle est constituée d'une ou plusieurs volées de marche. Notre structure comporte un seul type d'escaliers:

1.4.4. Maçonnerie

Est l'art de bâtir une construction par l'assemblage de matériaux élémentaires, liée ou non par un mortier. C'est l'art du maçon par définition mais aussi le résultat de son travail. Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- Les murs extérieurs: ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs: sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

1.4.5. Revêtements

Ce qui sert à recouvrir une surface pour la solidifier, la protéger ou la décorer. Le revêtement est constitué de :

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

1.4.6. L'isolation

- L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour déréalisation. - l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le Plancher terrasse.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique

1.4.7. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Dans les deux sens (transversal et longitudinal) Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

1.4.8. Les fondations

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes:

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.

- Limiter les tassements.
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage

1.5. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

Les matériaux de construction jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5.1. Béton

I.5.1.1. Définition

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

La variation de la résistance et des autres propriétés du béton et de l'acier sont contrôlées par des mesures effectuées en laboratoire sur éprouvettes.

Le béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau en proportions déterminées. Il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle "béton armé".

Le ciment: joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, est un composé minéral formant avec l'eau une pâte qui durcit progressivement. Le ciment utilisé est un CPJ 32,5 (ciment portland composé de classe 32,5).

Les granulats: qui rentrent dans la confection du béton sont le sable et le gravier.

Eau de gâchage: doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques des aciers tel que la résistance.

I. 5.1.2. Composition du béton

Un béton courant un mètre cube, est composé de:

- ✚ 350 Kg de ciment (CPA 325).
- ✚ 400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).
- ✚ 800 l de:
 - Gravillons ($5 < D_g < 15\text{mm}$).

- Gravier ($15 < D_g < 25\text{mm}$).

✚ 175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3 .

I. Résistance caractéristique du béton

A. Résistance caractéristique en compression f_{cj}

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en 25MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une é

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

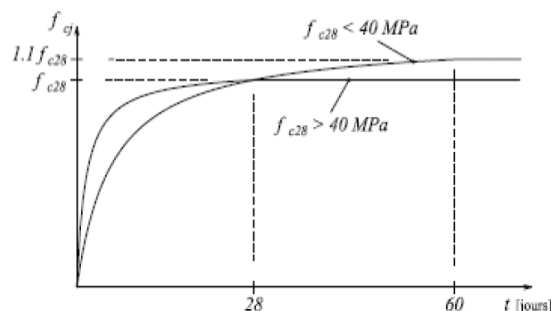


Figure I.3: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

B. Résistance à la traction f_{tj}

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents:

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.

- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations:

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} . \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} . \end{cases}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 26 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,16 \text{ MPa}$

C. Les contraintes limites de calcul

✚ Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

C'est un état au delà du quel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

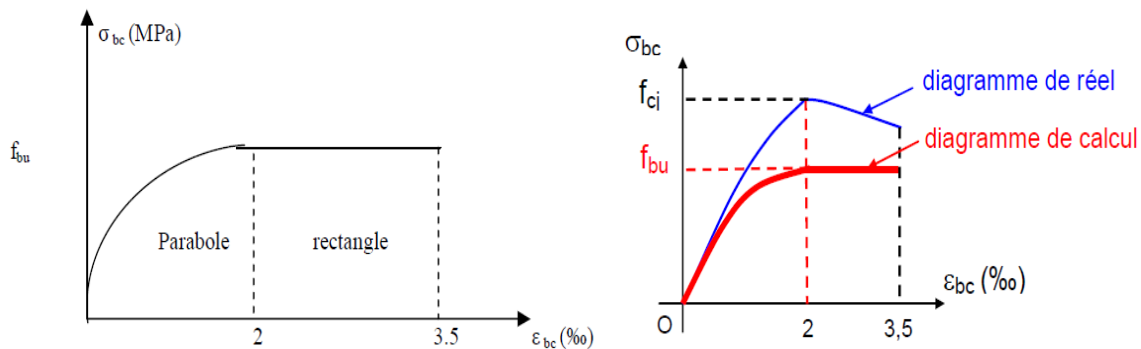


Figure I.4: Diagramme des contraintes du béton

Avec:

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité:

✚ $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

✚ $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

θ : dépend de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures,
- $\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,
- $\theta = 0,85$: lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Dans notre cas on $\theta = 1$.

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa pour : } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa pour : } \gamma_b = 1,15$$

✚ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue. Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants:

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par:

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

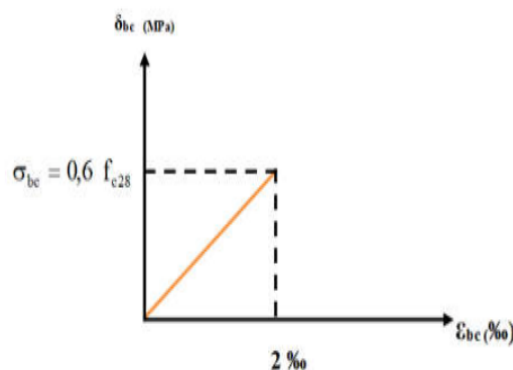


Figure I.5: Diagramme Contraintes-Déformations du béton à l'ELS

✚ Contrainte limite ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par:

$$\tau \leq \tau_{adm}$$

Cas des armatures transversales inclinées à ($\alpha = 45^\circ$)

$$\tau_{adm} = \min \left(0,27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) \dots\dots\dots \text{Cas des dalles}$$

Cas des armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$)

$$\tau_{adm} = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable ou bien très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement τ dans une pièce en béton définie par rapport l'effort tranchant ultime T_u

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec:

b = valeur de la longueur de la section cisailée.

d = Valeur de la hauteur utile (**d** = **h-c**).

Dans notre cas on a **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** donc:

✚ $\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$ fissuration peu nuisible.

✚ $\tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$ fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

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

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec:

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

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

d. Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

✚ **Le module de déformation longitudinale instantané**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} ,$$

($f_{cj} = \mathbf{f_{c28} = 25 \text{ MPa}}$) d'où : $E_{i28} = 32164.19 \text{ MPa}$.

✚ **Le module de déformation longitudinale différé**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a:

Pour : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** on a:

$$E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164.19 \text{ MPa}$$

Module déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(2\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

Avec :

E: Module de Young.

ν: Coefficient de poisson.

$$G_{Els} = 18493.45 \text{ MPa.}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d_0}}{\frac{\Delta L}{L_0}} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.3.2. Acier

I.3.2.1. Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

I.3.2.2. Caractéristiques des aciers

1. Caractéristiques géométriques

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses, les armatures à haute adhérence et les treillis soudés. Ils sont définis, en outre par leur diamètre nominal



Les aciers ronds lisses



Les barres à Haute Adhérence (H.A)



Les fils à haute adhérence.



Les treillis soudés.

Figure I.6 Types d'armatures

Le tableau donne la section nominale et la masse linéique correspondant aux différents diamètres nominaux.

Tableau I.1: Les sections d'acier

		Sections totale d'acier en cm ²									
Diamètres	Masse kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
16	1,580	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,850	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,864	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66

2. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité: f_e

Principales armatures utilisés

Tableau 1.2: Limite élastique f_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400.

I.3.2.3. Contrainte limite

✚ Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant:

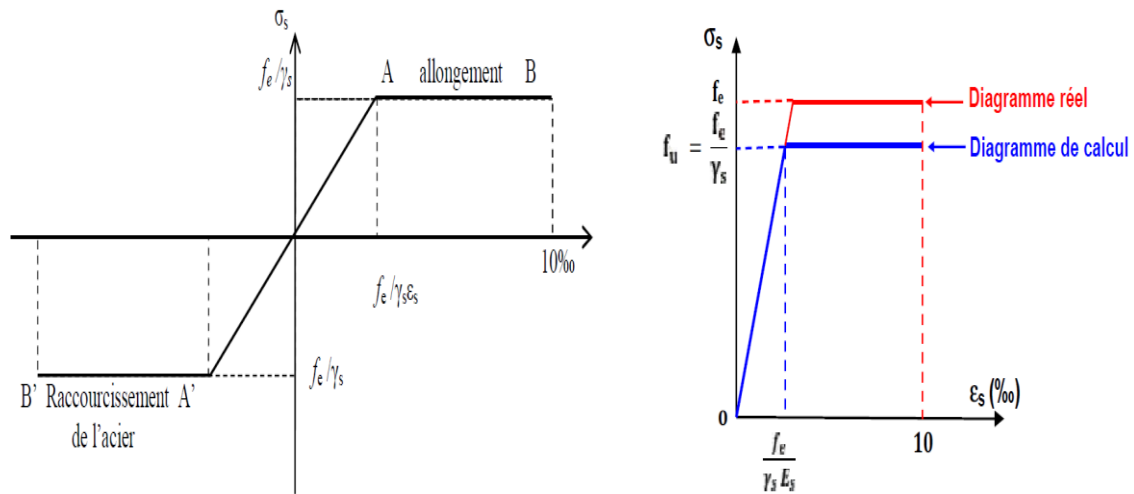


Figure I.7: Diagramme contrainte déformation de l'acier

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le **BAEL91 (art.A.4.3.2)**

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

tel que $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

σ_s : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$

✚ Etat limite de service

Face au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures. D'après les règles **BAEL91 (A.4.5.3)**. Nous avons pour cet état:

1- Fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow$ limitation à F_e (aucune vérification),

2- Fissuration préjudiciable: $\sigma_{st} < \min (2/3 F_e ; 110 \eta \cdot f_{t28})$,

3- Fissuration très préjudiciable: $\sigma_{st} < \min (1/2 F_e ; 90 \eta \cdot f_{t28})$.

η : Coefficient de fissuration

$\Rightarrow \eta = 1$ pour rond lisse,

$\Rightarrow \eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

1.3.2.4. Enrobage (protection de l'acier)

L'enrobage des armatures représente la distance entre la surface du béton et l'armature la plus proche (cadre, étriers, épingles, armature de peau, etc...), il doit être suffisant pour garantir:

- La bonne protection de l'acier.
- Contre la corrosion.
- La bonne transmission des efforts d'adhérence.
- Une résistance au feu.

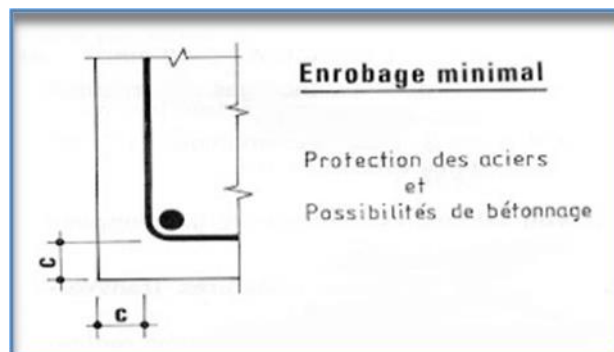


Figure I.8 Enrobage

Dans le but de prémunir les armatures des efforts d'intempéries et d'agent agressif, nous devons respecter les conditions d'enrobage suivantes:

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin,
- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations),
- $C \geq 5\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux.

I.6. LES ACTIONS

Les actions sont des forces et/ou couples dus aux charges appliquées et aux déformations imposées, qui individuellement ou réunies sont capables d'engendrer des contraintes ou des déformations aux ouvrages. On distingue trois types d'actions: Permanentes; Variables; Accidentelles.

I.6.1. Les actions permanentes

Les actions permanentes représentées par (G), sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps; Elles comprennent notamment:

- a. Le poids propre des éléments constituant la structure, représenté par (G0)
- b. Les poids des équipements fixes, tels que les cloisons et les revêtements de sols dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles ;

- c. Les poids, les poussées et les pressions dus à des terres ou des liquides lorsque les niveaux de ces derniers varient peu dans le temps;
- d. Les déformations imposées à la construction: retrait, fluage, tassement différentiels des appuis.

I.6.2. Les actions variables

Les actions variables sont celles dont l'intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, on distingue:

1. **Les charges d'exploitation:** Ces charges sont fixées par les règlements ou les normes en vigueur (ponts, bâtiments à usage d'habitation ou à usage de bureau);.
2. **Les charges climatiques:** (Vent et Neige: ces charges sont fixés par les textes réglementaires en vigueur comme RNV99.
3. Les charges appliquées en cours d'exécution et qui proviennent, en général, des équipements de chantier ; de coffrages, engins de transport ou de levage, dépôts provisoires de matériaux ;
4. Les effets dus à la température ces efforts sont dus des déformations bloquées comme la dilatation thermique climatique ou d'utilisation (cheminée).

I.6.3. Les actions accidentelles

Ces actions sont celles provenant de phénomènes se produisent rarement et avec une faible durée d'application. A titre d'exemple, on peut citer:

1. Les séismes, ces actions sont à prendre en compte suivant les combinaisons du règlement R.P.A. en cours de validité.
2. Le choc des véhicules, des bateaux ou encore des avions contre les éléments d'une structure.
3. Les cyclones et tempêtes tropicales.
4. Les effets induits par la rupture d'un remblai suite à une crue exceptionnelle.
5. Les effets induits par les glissements de terrains contre les flancs d'une construction.
6. Les explosions accidentelles dans un complexe industriel.

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant:

Tableau I.3: Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé

Matériaux	Caractéristique mécanique		Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})		25
	Contrainte limite à l'ELU:	situation durable	14,2
		situation accidentelle	18.45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})		15.
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}		32164.19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}		10818.86
Acier	Limite d'élasticité f_e		400
	Module d'élasticité		$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU:	situation durable	400
		situation accidentelle	348
	Contrainte à l'ELS:	FPN	348
		FN	240
		FTN	176

I.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons cité tous les caractéristique des matériaux (béton-acier), les dimensions du notre projet, la situation géographique avec le zonage de la wilaya, les règlements et les hypothèses de calculs puis les caractéristiques structurales de quelque éléments que nous serons réalisés dans les prochaines chapitre.

Chapitre2:

Predimensionnement

des elements

II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, pour cela nous nous référons aux recommandations des règles (BAEL91) et (RPA99/V2003) et (CBA93).

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure: poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé prédimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation

II.2 Pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage

II.2.1 Pré dimensionnement des éléments non structuraux

II.2.2. Les planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

a. Planchers à corps creux

Dans ce projet les planchers sont en corps creux. L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivante: **C.B.A.93**.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche:

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Épaisseur).

L : La portée maximale entre **nus** d'appuis dans le sens de la disposition des poutrell

$$L_{\max} = 3.60$$

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow$$

$$h_t \geq 20.88 \text{ cm}$$

Donc on adopte: $h_t = 21 \text{ cm}$.

Dalle de compression = 5 cm.

Corps creux = 16 cm.

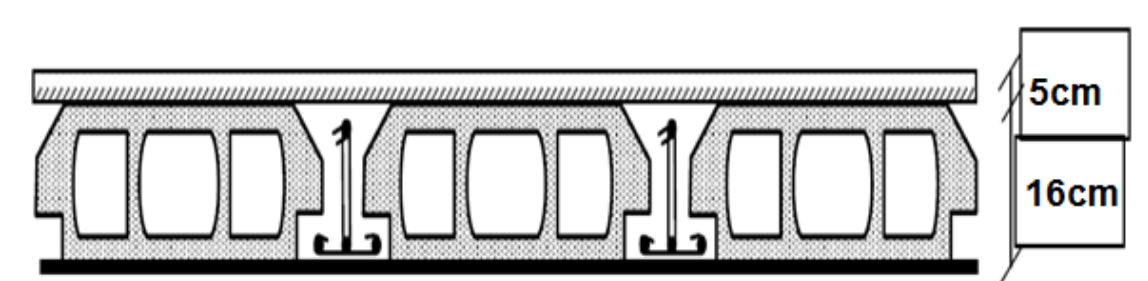


Figure II.1 :Plancher à corps creux

- **Les poutrelles**

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse. La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6)h_t = (08 \text{ à } 12)$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_{\max}}{10}\right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

$L_{\max}$: représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{\max} = 510 \text{ cm}$).

Tel que:

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{510}{10}\right) = \min(27.5 ; 51) \text{ cm}$$

On adopte:

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Pour la vérification:

La largeur de la table de compression est égale à: $b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm}$.

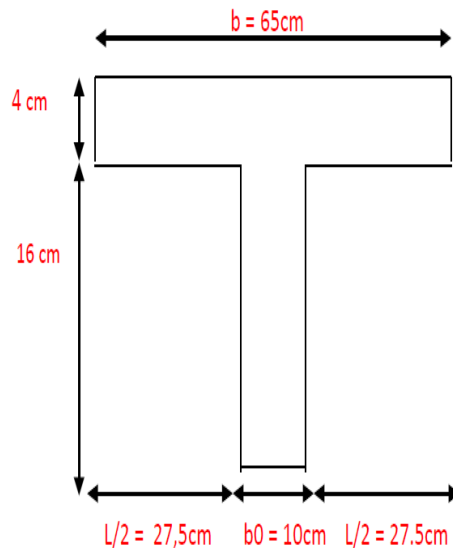


Figure II.2:Poutrelle

II.1.2.2. Dalles pleine (Balcon)

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme Elles constituent une séparation entre les différents niveaux. Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant des conditions essentielles de Résistance et d'utilisation.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après:

a. Résistance au feu

- $e = 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe feu.
- $e = 11\text{ cm}$ pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17.5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu.

On admet que : $e = 15\text{ cm}$.

a. Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA 93 » en vigueur en L'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique on limite donc notre épaisseur, $e = 15\text{ cm}$

b. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes:

- Pour une dalle sur **un seul appui**:

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur **deux appuis** :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou **quatre appuis** :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

Pour notre projet nous avons panneau sur 02 appuis (Balcon)

$$L_x = 1.20 \text{ m}$$

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable.

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

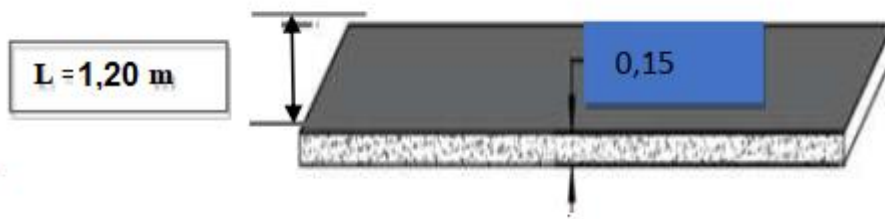


Figure II.3: coupe transversale d'un balcon

II.2.3 L'acrotère

$G_{\text{l'acrotère}} = \text{Poids volumique} \times S_{\text{l'acrotère}}$

$$S = 10 \times 60 + 2 \times 10 \times 0.5 + 8 \times 10 = 690 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{l'acrotère}} = (25 \times (0.069))$$

$$G_{\text{l'acrotère}} = 1.72 \text{ kN/m}^2$$

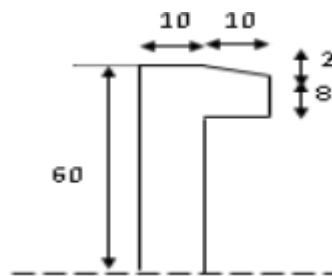


Figure II.4: Schéma de l'acrotère.

II.2.4 Escalier

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois. Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H;
- L'emmarchement (largeur utile) E;
- Son giron g;
- Sa hauteur de marche h.

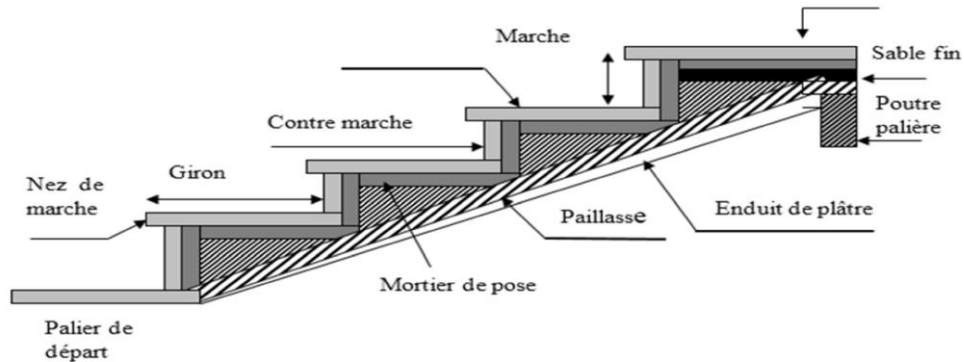


Figure II.5 : Schéma d'un escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de

BLONDEL : $59 < 2h + g < 64$.

Avec:

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases}$$

n: Nombre de contre marche.

H: Hauteur de la volée.

L: Longueur de la volée.

Escalier RDC et étage courant

Dans notre structure on a un seul type types d'escalier, escalier à deux volets pour une hauteur de 3.20m

Soit : H = 1,53m. L = 2.40 m.

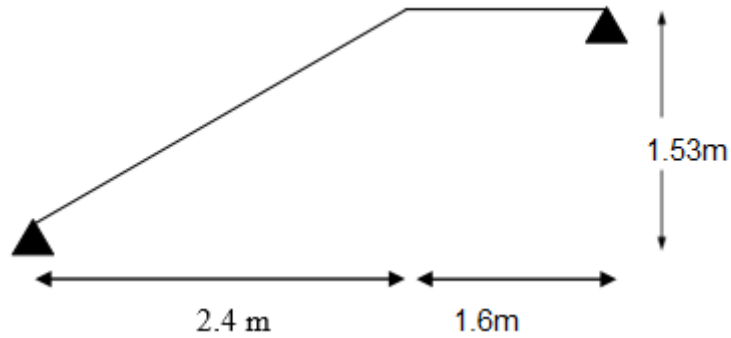


Figure II.6 Schéma statique de l'escalier

Note:

La longueur de palier **1.6 m**.

$$59 < 2(H) + g < 64 \dots \text{en cm.}$$

$$mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2(153))n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$X_1 = 9 \quad X_2 = 0.53$$

Après résolution de l'équation on trouve:

$$N = 9 \text{ contre marche}$$

$$n - 1 = 8 \text{ marche}$$

On prend

$$h = 153/9 = 17 \text{ cm}$$

$$g = 240/8 = 30 \text{ cm}$$

Donc on adopte:

$$h = 17 \text{ cm} = 0.17 \text{ m}$$

$$g = 30 \text{ cm} = 0.30 \text{ m}$$

Détermination d'inclinaisons de paillasse

$$\text{Tg} \alpha = H/L$$

$$\text{Tg} \alpha = 153/240 = 32.52^\circ$$

$$l = L / \cos \alpha = 240 / \cos 32.52 = 284.62 \text{ cm}$$

Epaisseur de (paillasse+palier)

$$L_{\max} = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$$

$$L_{\max} = 2.84 + 1.6 = 4.44 \text{ m}$$

$$L_{\max}/30 \leq e_p \leq L_{\max}/20$$

$$444/30 \leq e_p \leq 444/20$$

$$14.8 \leq e_p \leq 22.2$$

On prend $e_p = 15\text{cm}$

II. 3 Prédimensionnement des éléments structuraux

II.3.1 Prédimensionnement des poutres

Une poutre est un élément horizontal d'un ouvrage qui transmet les charges à ses appuis. Les formes des sections transversales les plus couramment utilisées sont rectangulaires. Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes:

- Résistance;
- Déformation;
- Exécution sur chantier.

On a deux types de poutres:

- Poutres principales porteuses,
- Poutres secondaires non porteuses.

a) Les poutres principales porteuses

- Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

b) Les poutres secondaires non porteuses (Châînages)

- Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Méthode de calcul

Selon le règlement B.A.E.L 91 mod les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

a.1 Les poutres principales porteuses (1)

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec:

h: hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 5.10 \text{ m}$),

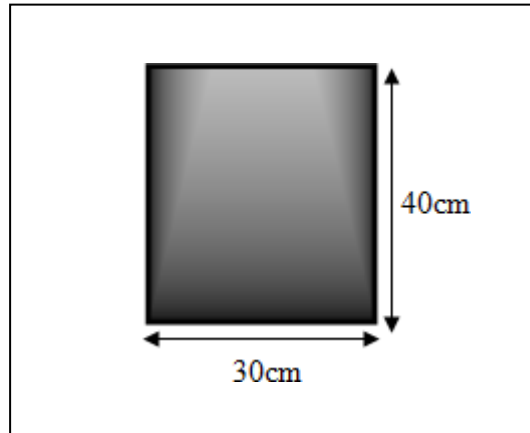
b: largeur de la poutre.

D'où:

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \leq h \leq 51$$

Donc : soit $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Figure II.7 : section poutre principale



Vérification

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes:

❖ Vérification d'après RPA 99 version 2003 art.7.5.1:

$$\left[\begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h/b = 1.3 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes:

- $h = 40 \text{ cm}$
- $b = 30 \text{ cm}$

a.2. Les poutres transversales (secondaires)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par:

❖ D'après le règlement B.A.E.L 91:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

$L_{\max}$: Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres secondaire

h : hauteur de la poutre secondaire.

b : largeur de lpoutre.

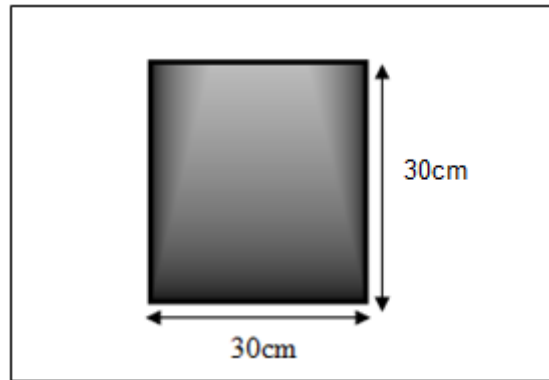


Figure II.8 :section poutre secondaire

$$L_{\max} = 375\text{cm}$$

- $25\text{cm} \leq h \leq 37.5\text{ cm}$ On adopte $h = 30\text{cm}$
- $12\text{ cm} \leq b \leq 21\text{ cm}$ On adopte $b = 30\text{cm}$
- ❖ Vérification d'après RPA 99 version 2003 art.7.5.1:

$$\left[\begin{array}{l} b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV} \\ h = 30\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV} \\ h/b = 1.3 \leq 4 \dots\dots\dots\text{CV} \end{array} \right.$$

II.3.2Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99« version 2003 art 7.4 page 48»

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour **la zone II**: (voir l'article

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuer la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées:

- RDC et 1 étage courant : Poteaux (40, 30) cm².

Vérification

$$\begin{cases} \text{Min}(30,40) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(30,40) \geq \frac{320}{20} \text{cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

Tout les conditions sont vérifiées donc on adopte (40, 30) cm² comme dimensions préliminaire on attendant de faire la descente de charge.

II.3.3 Les Voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré-dimensionnement est justifié par **RPA99**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations

Le RPA 99 V2003, exige une épaisseur minimale de voile de 15cm. L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e = \max (h_e/20, h_e/22, h_e/25, 15\text{cm})$$

Avec :

h_e: hauteur libre d'étage,

e: épaisseur du voile.

Donc:

$$e \geq \max (14.3\text{cm}, 13\text{cm}, 11.44\text{cm}, 15\text{cm})$$

On adopte une épaisseur de voile : e = 20cm

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L \geq 4e = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$.

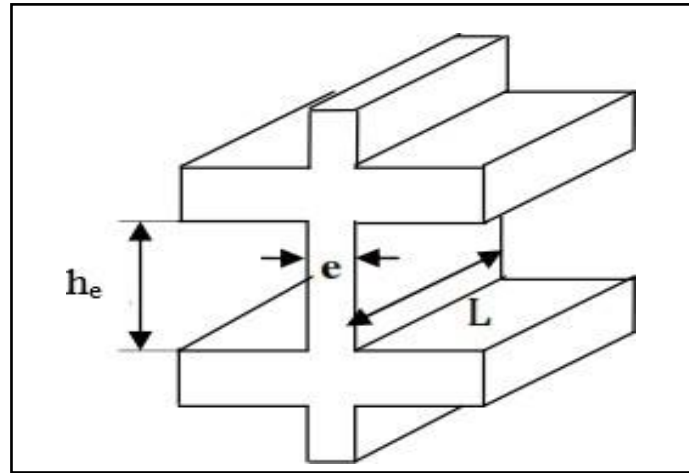


Figure II.9 : Coupe de voile en élévation

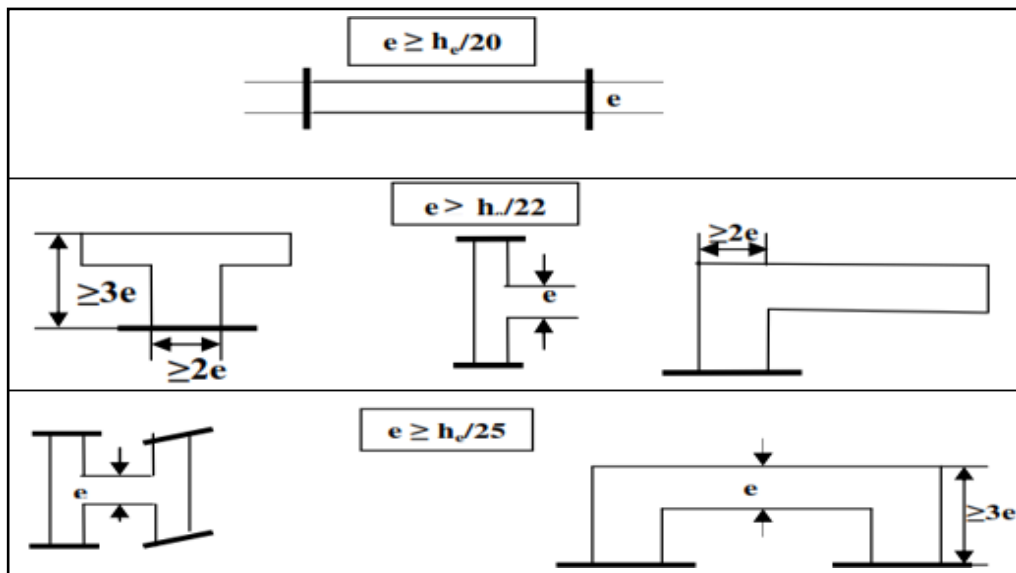


Figure II.10 : Coupes de voiles en plan

II.3.4 Descente de charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la part des charges revenant à chaque élément de la structure,

Les charges réglementaires

Les charges réglementaires sont en général de deux types:

- Les charges permanentes qui représentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

La charge permanente

Sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments de l'ouvrage, déduit des plans et du poids volumique des matériaux les constituant.

Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation sont généralement définies dans les pièces du marché en fonction de l'utilisation future des locaux.

II.3.5 Evaluation des charges et des surcharges (DTR)

Plancher :

a. Plancher terrasse inaccessible

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine et en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II.1: charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.

Désignation	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	3	0.12
Béton de pente	0.05	22	1.1
Plancher à corps creux	0.25	14	3.5
Enduit et plâtre	0.01	10	0.1

- Charge permanente $G = 5.79 \text{ k N/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ k N/m}^2$

a) Plancher étage courant

Tableau II.2: charges permanents de la dalle de niveau étage courant

Désignation	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.440
Mortier de ciment	0.02	20	0.400
Couche de sable	0.2	17	0.34
Plancher à corps creux	0.25	14	3.5
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
Cloison	-	-	0.75

- Charge permanente $G = 5.53 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

Balcons

b) Balcon de terrasse

Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes de balcon de terrasse.

Désignation	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolant thermique	0.04	3	0.12
Forme de pente	0.05	22	11
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1

- Charge permanente $G = 5.29 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

c) Balcon d'étage courant

Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes de balcon d'étage courant

Désignation	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	17	0.34
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1

- Charge permanente $G = 4.28 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ kN/m}$
- Les escaliers

d) Paillasse

Tableau II.5: Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d'escalier.

Désignation	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Mortier de pose	0.02	20	0.44
La marche	0.17	11	1.87
Dalle en B.A	$0.15/\cos\alpha$	25	4.374
Carrelage	0.02	10	0.2
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1

- Charge permanente $G = 6.984 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

e) Le palier

Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes de palier.

Désignation	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	0.02	10	0.2
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Dalle en B.A	0.15	25	3.57
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1

- Charge permanente $G = 4.45 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

a) 1Mur extérieure

La maçonnerie utilisée est en brique creuses (double cloison) de type (15+10) cm avec 5cm de vide entre les briques

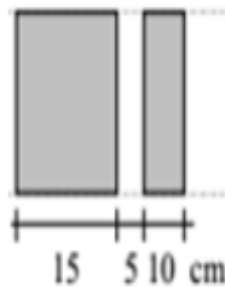


Figure II.11. Mur extérieure

Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes de mur extérieure

Désignation	e (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Brique creuse extérieure	0.15	9	1.35
Brique creuse intérieure	0.1	9	0.9
Enduit ciment	0.015	20	0.3
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1

- Charge permanente $G = 2.65 \text{ kN/m}^2$

b) Mur intérieure

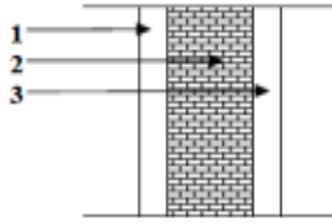


Figure II.12: Mur intérieure

Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes de mur intérieure

Désignation	e(m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02×2	10	0.4
Brique creuse	0.1	9	0.9
Revêtement de ciment	0.02	18	0.36

- Charge permanente $G = 1.66 \text{ kN/m}^2$

L'acrotère

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 par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

La charge

$$P_{\text{propre}} = (0.069 \times 25) = 1.725 \text{ kN/ml}$$

Surcharge:**D'après D.T.R.BC.2.2**

Q: force horizontale qui sollicite l'acrotère due à la main courante est 1 kN/m

- Charge permanente $G = 1.725 \text{ kN/ml}$
- Charges d'exploitation $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

II.3.1 Descente de charge pour un poteau**➤ Loi de Degression : (DTR)**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toiture de la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1 , Q_2 , Q_3 Q_n les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1,2,3.....,n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- Sous la terrasse : Q_0
- Sous le premier étage à partir du sommet : $Q_0 + Q_1$
- Sous le deuxième étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous le quatrième étage : $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous le cinquième étage : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Dans notre cas :

- Un bâtiment en béton armé (R+5)
- Plancher RDC plus 5 étage d'habitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher terrasse (inaccessible) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.9 : Les charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charges (KN/m^2)
5	11.85×1	11.85
4	$11.85 + 9.15 \times 1.5$	25.575
3	$11.85 + 0.95 (9.15 \times 1.5 + 9.15 \times 1.5)$	37.927
2	$11.85 + 0.85 (9.15 \times 1.5 + 9.15 \times 1.5 + 9.15 \times 1.5)$	46.848
1	$11.85 + 0.8 (1.5 \times 9.15 + 1.5 \times 9.15 + 1.5 \times 9.15 + 9.15 \times 1.5)$	55.77
RDC	$11.85 + 0.75 (1.5 \times 9.15 + 1.5 \times 9.15 + 1.5 \times 9.15 + 1.5 \times 9.15 + 1.5 \times 9.15)$	63.318

Charges et surcharges revenant au poteau

Poteau le plus sollicitée:

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau (figure 2.10).

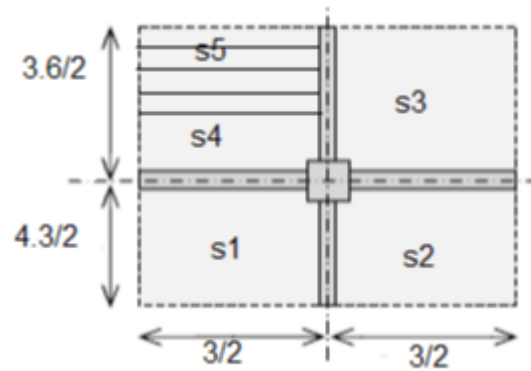


Figure II.13 : Surface afférente du poteau

La surface afférente

Les charges et surcharges

Poteau central

Les résultats de la descente des charges du poteau central sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau II.10 : La descente des charges de poteaux intermédiaire

Niveau	Eléments	G(kN)	Q(kN)
N1	-Plancher terrasse : 11.85×5.790	68.611	
	-poutre principal : $0.3 \times 0.4 \times 3.95 \times 25$	11.85	
	-poutre secondaire : $0.3 \times 0.3 \times 3 \times 25$	6.75	
	-Poteau : $0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.06$	9.18	
	Total	96.39	11.85
N2	Venant N1	96.39	
	-Plancher étage corant : 9.15×5.53	50.599	
	-poutre principal : $0.3 \times 0.4 \times 3.95 \times 25$	11.85	
	-poutre secondaire : $0.3 \times 0.3 \times 3 \times 25$	6.75	
	-Poteau : $0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25$	9.18	
	Mur $(3.06 - 0.4) \times 9.15$	24.339	
	Palier 2.4×4.45	10.68	

	Paillasse 0.26*6.98	1.81	
	-Surcharge :		25.575
	Total	115.208	
N3	Venant N2		
	-Plancher étage courant : 11.85*5.53	50.599	37.927
	-poutre principal : 0.3*0.4*3.95*25	11.85	
	-poutre secondaire : 0.3*0.3*3*25	6.75	
	-Poteau : 0.3*0.4*3.06*25	9.18	
	Mur (3.06-0.4)*9.15	24.33	
	Palier 2.4*4.45	10.68	
	Paillasse 0.26*6.98	1.81	
	-surcharge		
	Total	115.208	
N4	Venant N3		
	-Plancher étage courant : 9.15*5.53	50.599	46.848
	-poutre principal : 0.3*0.4*3.95*25	11.85	
	-poutre secondaire : 0.3*0.3*3*25	6.75	
	-Poteau : 0.3*0.4*3.06*25	9.18	
	-Mur (3.06-0.4)*9.15	24.33	
	Palier 2.4*4.45	10.68	
	Paillasse 0.26*6.98	1.81	
	.		
	-surcharge :		46.848

	Total	115.208	
	Venant N4		
N5	Plancher étage courant : 9.15*5.53	50.599	
	-poutre principal :0.3*0.4*3.95*25	11.85	
	-poutre secondaire : 0.3*0.3 *3*25	6.75	
	-Poteau : 0.3*0.4*3.06*25	9.18	
	-Mur (3.06-0.4)*9.15	24.33	
	Palier 2.4*4.45	10.68	
	Paillasse 0.26*6.98	1.81	
	-surcharge :	55.77	
	Totale 115.208		
N6			
	Plancher étage courant : 9.15*5.53=	50.599	
	-poutre principal :0.3*0.4*3.95*25 =	11.85	
	-poutre secondaire : 0.3*0.3* 3*25=6.75		
	-Poteau : 0.3*0.4*3.06*25=9.18		
	-Mur (3.06-0.4)*9.15=24.33		
	Palier 2.4*4.45=10.68		
	Paillasse 0.26*6.98=1.81		
	-surcharge :	63.318	
	TOALE 115.208		

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 672.43 + 1.5 \cdot 241.288 = 1269.71$$

$$N_u \cdot 1.15 = 1460.16 \text{ KN}$$

Vérification à la compression simple

$$N_u/B \leq 0.6f_{c28}$$

Avec

B: Section du béton

$$B \geq N_u / 0.6f_{c28} \Rightarrow B \geq (1460.16 \cdot 10^{-3}) / (0.6 \cdot 25)$$

$$B = 0.0973\text{m}^2$$

On a $B = 0.12\text{m}^2 > 0.0973\text{m}^2$ condition vérifiée.

Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non)des structures, lorsque les éléments sont élancés.

On doit la vérification suivante:

$$N_u \leq \alpha \times [(B_r \times f_{c28}) / (0.9 \gamma_b)) + (A_s \times f_e) / \gamma_s]$$

$$B_r \geq N_u / \alpha (f_{c28} / 0.9 \gamma_b + A_s \times f_e / \gamma_s)$$

B_r: Section brute

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

L_f: Longueur de flambement

$$B = 0.12$$

$$I = bh^3 / 12 = (0.3 \times 0.4^3) / 12 = 1.6 \times 10^{-3}$$

I: Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement **I**.

$$i = \sqrt{I/B} = \sqrt{(1.6 \times 10^{-3} / 0.12)} = 0.1154$$

i: Rayon de giration

$$\lambda = L_f / i = 2.142 / 0.1154 = 18.5615 < 50$$

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times (18.5615 / 35)^2) = 0.8047$$

α: Coefficient fonction de l'élancement mécanique **λ**, **α = f(λ)**,

λ: élancement d'EULER.

Après le BAEL91 on doit vérifier

$$B_r \geq [1460.16 \times 10^{-3} / (0.8047 (25 / 0.9 \times 1.5) + ((9 \times 400) / (1000 \times 1.15)))]$$

$$B_r = 0.08381\text{m}^2$$

$$A_s = 0.9\% B_r \text{Zone II a}$$

Nous avons:

$$B_r = (40-2)(40-2) \times 10^{-4}$$

$$B_r = 0.1444\text{m}^2$$

$0.1444 > 0.08381$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Donc on adopte une dimension de 30* 40 pour le poteau

Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites nous avons adopté pour les éléments; les sections suivantes:

- Poutres principales : **(30 x 40) cm²**.
- Poutres secondaires : **(30x30) cm²**.
- Poteaux de (RDC, et étages courant): **(30 x 40) cm²**.
- Balcon: **(15) cm**.
- Voiles: **(20) cm**.
- Le palier et paillasse: **(15) cm**.

Le chapitre suivant fera l'objet d'étude de ferrailage des éléments secondaire tel que les planchers corps creux, les dalles pleines, l'escalier, poutre palière et l'acrotère

chapitre3:Calcul des

elements

secondaires

III .1 Introduction:

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ;

C'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs , cloison....etc) ou autres (escalier ,balcon , acrotère Plancher.....)

III .2 Acrotère:

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute , il est Considéré comme une console encastrée à sa base ,soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale

Il est soumise à la flexion composée due à :

- Un effort normal du à son poids propre (G)
- Un moment du à la surcharge (Q)
- Il a pour role de :
- Protection d'étanchéité .
- Servant comme garde –corps
- Entretien des façades .

Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m Linéaire.

L'acroter est exposé aux intempérie ,donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul Se fera a l' ELU ,et à l'ELS

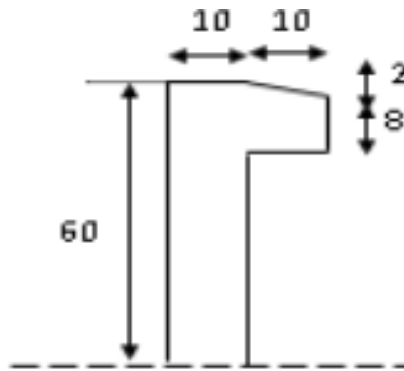


Figure III .1 Schéma réel et statique de l'acrotère

III.2.1. Evaluation des charges :

- La surface : $S = 0.069m^2$
- Poids propre : $G = \gamma_{\text{béton}} \times S = 25 \times 0.069 = 1.72 \text{ KN}$
- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA99/V2003 Art 6.2.3)}$$

Avec :

$A = 0,15$ Coefficient d'accélération en fonction de la zone (groupe d'usage 2, zone II a).

$C_p = 0,8$ Facteur de force horizontale .

$W_p = 1.72$ Poids total de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1.72 = 0.8256 \text{ KN/ml}$

$Q = \max(F_p, Q) = \max(1 \text{ KN/ml}; 0.8256) = 1 \text{ KN/ml}$

On a $F_p < Q$: alors on fait le calcul avec Q .

Les sollicitations :

$N = N_G = 1.72 \text{ KN/ml}$

$M = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$

Combinaison d'action :

ELU :

$N_u = 1,35 \times N_G = 1.35 \times 1.72 = 2.322 \text{ KN}$

$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1.5 \times 0.6 \times 1 = 0.9 \text{ KN}$

•ELS :

$N_{ser} = G = 1.72 \text{ KN/ml}$

$M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$

III .2.2 Calcul du ferrailage :

ELU : Calcul de l'excentricité :

Les sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du Béton et l'effort Appliqué est un effort de compression.

$$e=e_1+e_2 \text{ tel que } e_1=e_0+e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre

e_a : Excentricité additionnelle

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e = 0.9 / 2.322 = 0.387\text{m}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4} (2+\alpha Q)$$

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \rightarrow I = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \quad B = b \times h = 1 \times 0.1 = 0.1$$

$$i = 0.0288$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.2}{0.0288} = 41.57$$

$$\lambda_{\max} \leq (50 ; \min (67 \times \frac{e_0}{h} ; 100))$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 41.57 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.4} (2+0) = 0.0086\text{m}$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, \frac{l}{250}) = \max(2, \frac{60}{250}) = 0.02\text{m}$$

$$e_1 = 0.387 + 0.02 = 0.407\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.407 + 0.00864 = 0.415\text{m}$$

Sollicitation majoré

$$N_u' = 2,322\text{KN}$$

$$M_u' = N_u' \times (e_1 + e_2) = 2,322(0.407 + 0.00864) = 0.965$$

$$M_{ua} = M_u' + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.965 + 2.322 \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.05788\text{KN.m}$$

$$\mu_{ub} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1057.88 \times 10^3}{1000 \times 90^2 \times 14.17} = 0.00921 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimé ne sont pas nécessaires $A' = 0$ (pivot A)

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{ub}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00921}) = 0,01156$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,1156) = 0,0895\text{m}$$

$$A_{ul} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{f_e}{Y_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8\text{MPa}$$

$$A_{ul} = \frac{1057,88 \times 10^3}{89 \times 347,8} = 34,175\text{mm}^2 = 0,341\text{cm}^2$$

$$A_u = A_{ul} - \frac{N}{100\sigma_s} = 34,17 - \frac{2322}{347,8} = 27,4\text{mm}^2 = 0,274\text{cm}^2$$

➤ **ELS:**

▪ **Calcul de l'excentricité:**

$$e = M_{ser}/N_{ser} = 0,6/0,8256 = 0,726\text{m} > \frac{h}{6} = 10/6 = 0,016\text{m} \dots\dots\dots\text{cv}$$

$e > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée

Dans le béton: on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$M_{ser}/A = M_{ser} + N_{ser} (d - \frac{h}{2}) = 600 + 825,6(0,09 - \frac{0,1}{2}) = 633,024\text{N.m}$$

La contrainte d'acier

$$\sigma_s = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{t28}})$$

$$\sigma_s = \min(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,5}) = \min(266,66; 201,63) = 201,63\text{MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 0,09 = 0,0474\text{m}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0,09 - \frac{0,047}{3} = 0,074\text{m}$$

$$M_l = \frac{1}{2}b \times \sigma_s \times Z = \frac{1}{2} \times (1 \times 0,047 \times 15 \times 0,074) = 0,026\text{MN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

$$M_{ser}/A = 0,00633 < M_l = 0,026 \text{ il n'y a pas des armatures comprimées } A' = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{633,024 \times 10^3}{10^3 \times 0,74 \times 201,63} = 42,426\text{mm}^2 = 0,42\text{cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{serl} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = 42,42 - \frac{825,6}{201,63} = 38,32\text{mm}^2 = 0,3832\text{cm}^2$$

La condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} \geq 1,08\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{ser}; A_{min}) = \max(0,42; 0,38; 1,08) = 1,08\text{cm}^2 \text{ on prend } 4\Phi 8 = 2,01\text{cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$S_t = \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30; 33) = 30\text{cm}$$

b. Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\text{cm}^2$$

$$\text{On prend } 4\Phi 6 = 1.13\text{cm}^2 \text{ donc } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

Vérification au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5}{1 \times 0.09} = 0.016 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{cv. Il n'y a pas un risque de cisaillement}$$

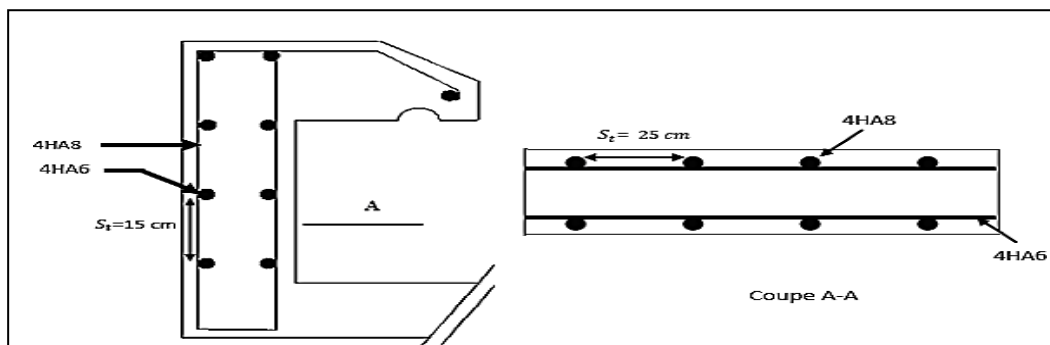


Figure III.2: Schéma de ferrailage d'un acrotère

III.3 les escaliers:

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU et des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type de bâtiment.

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante:

3.1 Définition des éléments d'un escalier:

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

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

3.2. Evaluation des charges:

Palier : $G_p = 4.450 \text{ KN/m}^2$

Paillasse : $G_v = 6.98 \text{ KN/m}^2$

Les charge de l'escalier $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

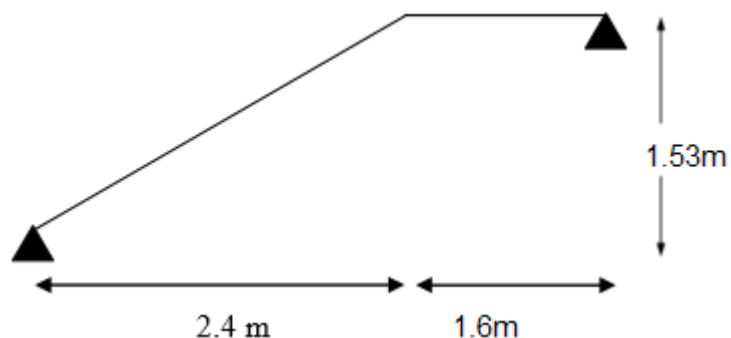


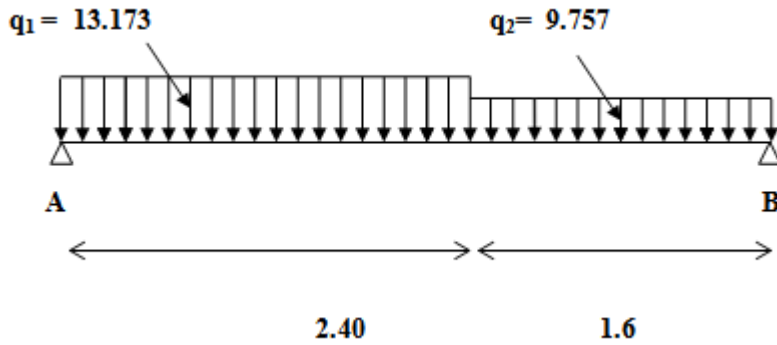
Figure III. 3 Schéma de l'escalier

III.3.4 combinaison des charges

Tableau III .1: combinaison des charges

Eléments	ELU	ELS
	$q_u = 1.35G + 1.5Q (\text{KN/m})$	$q_{ser} = G + Q (\text{KN/m})$
Palier	9.757	6.95
Paillasse	13.173	9.484

III.3.5 calcul des sollicitations



La charge équivalente: $q_{\text{eq}} = \frac{q_{\text{paillasse}} \cdot l_{\text{paillasse}} + q_{\text{palier}} \cdot l_{\text{palier}}}{l_{\text{paillasse}} + l_{\text{palier}}}$

$$q_{\text{eq}} = \frac{13.173 \cdot 2.4 + 9.757 \cdot 1.60}{2.40 + 1.60} = 11.803 \text{ KN}$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{6.95 \cdot 1.60 + 9.484 \cdot 2.4}{2.40 + 1.60} = 8.4704 \text{ KN}$$

Moment isostatique:

$$M_{u0} = \frac{q_{\text{eq}} \cdot l^2}{8} = \frac{11.80 \cdot 4^2}{8} = 23.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot l^2}{8} = \frac{8.4704 \cdot 4^2}{8} = 16.94 \text{ KN.m}$$

1. Moment en travée:

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_{\text{ut}} = 0.85 \times 23.6 = 20.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser t}} = 0.85 \times 16.94 = 14.399 \text{ KN.m}$$

2. Moment sur appuis:

$$M_a = 0.5 M_0$$

$$M_{\text{ua}} = 0.5 \times 23.6 = 11.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{0\text{ser}} = 0.5 \times 16.94 = 8.47 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant:

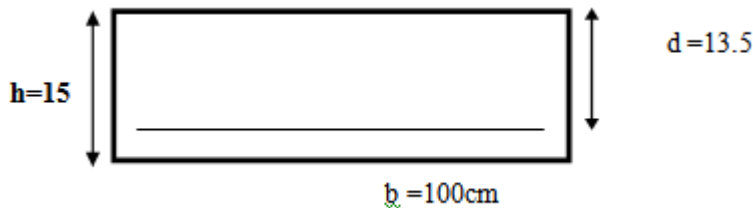
$$T_{\text{eq}} = \frac{q_{\text{eq}} \cdot L}{2}$$

$$T_u = \frac{11.80 \cdot 4}{2} = 23.6 \text{ KN}$$

$$T_{\text{ser}} = \frac{8.470 \cdot 4}{2} = 16.94 \text{ KN}$$

III.3.6 Ferrailage:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

**ELU:**• **En Travée:**

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \gamma_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = 347.82 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}; b_0 = 15 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20.06 \times 10^3}{1000 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.077 < 0.392$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.077 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.077 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires } A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.100$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 135(1 - 0.4) = 129.6 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{20.06 \times 10^6}{1000 \times 14.17 \times 135^2} = 445.03 \text{ mm}^2 = 4.45 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$\mu_u = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.8 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 135^2} = 0.045$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = 0.058$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 135(1 - 0.4 \times 0.058) = 131.84 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{11.8 \times 10^6}{347.8 \times 131.84} = 257.33 \text{ mm}^2 = 2.57 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :(BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163.01 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}' = 0.001 b \cdot h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{ca}, A_{\min}; A'_{\min})$$

Tableau III.2 Ferrailage d'escalier

	M(KN .m)	M	A	Z	A _u	A _{min}	A _{adop}	Choix
Travée	20.06	0.077	0.10	129.6	4.45	1.63	4.52	4T12
Appui	11.8	0.045	0.058	131.84	2.57	1.63	3.92	5T10

Espacement maximale :

a- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = \text{min} (3 \times 15 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Travée :**

$$S_t = 30\text{cm} \leq 33\text{ cm}$$

condition vérifié.

- **Appuis :**

$$S_t = 30\text{ cm} \leq 33\text{ cm}$$

condition vérifié.

b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = \text{min} (4 \times 15 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

- **Travée :**

$$S_t = 30\text{cm} \leq 45\text{ cm}$$

condition vérifié.

- **Appuis :**

$$S_t = 30\text{ cm} \leq 45\text{ cm}$$

condition vérifié.

III.3.8 Vérification de l'effort tranchant:(BAEL91)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{23.6 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.174\text{ MPa}$$

✓ **Fissuration**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa} \right)$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{23.6 \times 10^3}{1000 \times 135} < 0.174\text{MPa}$$

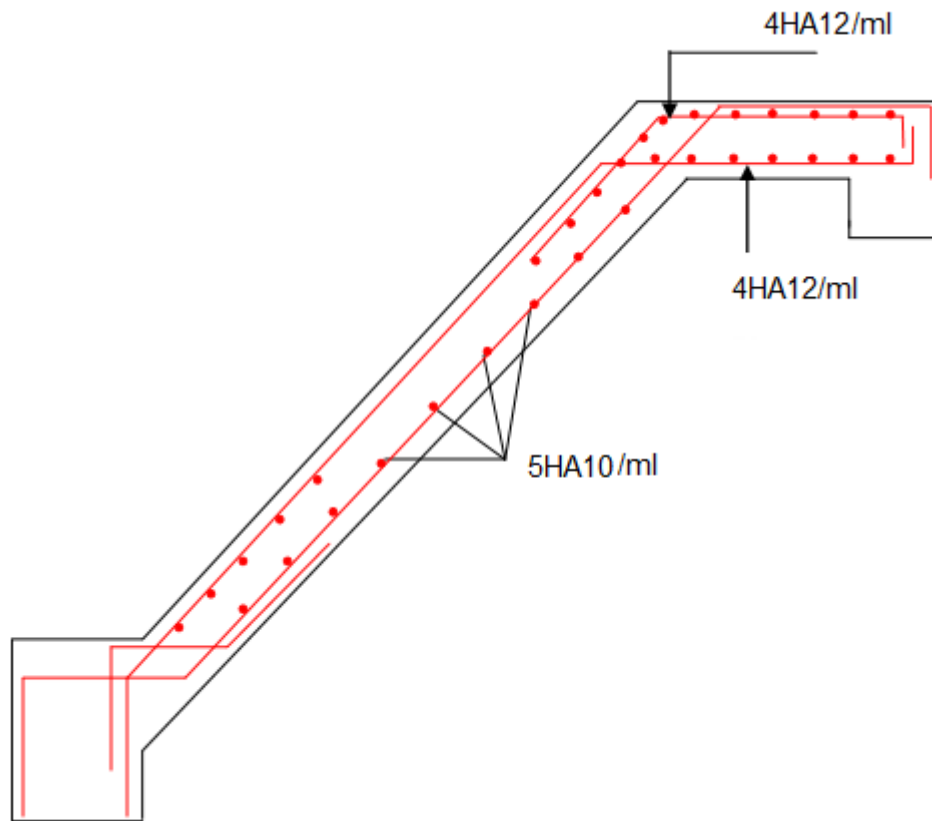


Figure III.4: Schéma de ferrailage d'escalier

III.4 Etude de la poutre palière:

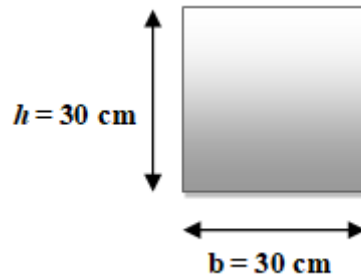
La poutre palière c'est la poutre qui supporte la paillasse d'escalier entre deux niveaux successifs. Elle est de section rectangulaire de dimension (bxh); uniformément chargée travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à:

- Son poids propre « P_p » ;
- Poids du mur extérieur « P_m » ;
- La réaction de la volée.

a) Dimensionnement

Moment de torsion:

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.



$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$22 \leq h \leq 33 \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions des poutres doivent respecter du RPA99/version 2003 suivant:

• **D'après le RPA**

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$
- $1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1 \dots\dots\dots \text{cv}$

On adopte une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

III.3.11 Evaluation des charges:

Poids propre de la poutre g_p :

$$G_{\text{poutre}} = (0.3) \times (0.3) \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la charge due au poids du mur :

$$\text{Poids du mur extérieur : } G = 2.65 \text{ KN/m} \quad G_{\text{mur}} = 2.65 \times (3.06 - 0.3) / 2 = 3.65 \text{ KN/ml}$$

Charge permanente du palier de repos :

$$R = \frac{q \times l}{2} \text{ KN/m}$$

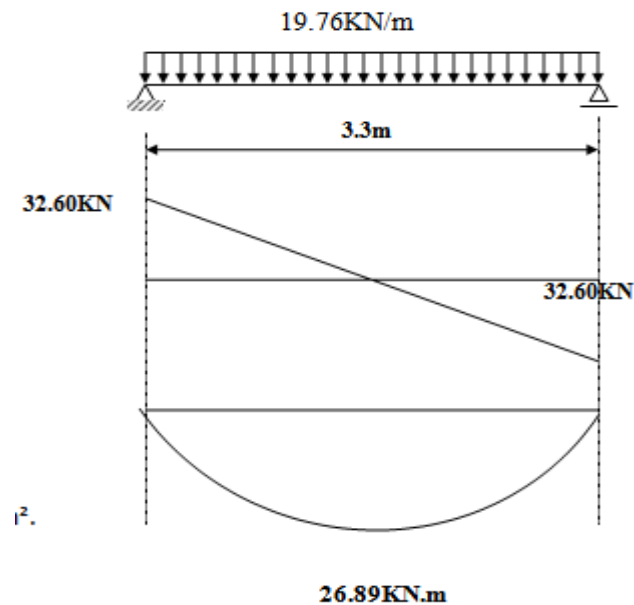


Figure III.5 Diagrammes des moments fléchissant et Tranchant de la poutre palière à l'E.L.S

Avec:

Charge permanente: $G = 5.9 \text{ KN/ml}$.

Charge d'exploitation: $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$.

À l'E.L.U

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.9 + 1.5 \times 2.5 = 11.715 \text{ KN/m}^2.$$

À l'E.L.S

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.90 + 2.5 = 8.4 \text{ KN/m}^2$$

- Réaction d'escalier ou niveau du palier

E.L.U:

$$R_B = \frac{11.71 \times 3.30}{2} = 19.32 \text{ KN/m}$$

E.L.S:

$$R_B = \frac{8.4 \times 3.30}{2} = 13.86 \text{ KN/m}$$

- Combinaison à considérer:

❖ **Etat limite ultime(ELU):**

$$q_u = 1.35 \times (g_{\text{poutre}} + g_{\text{mur}}) + R_B$$

$$q_u = 1.35 \times (2.25 + 3.65) + 19.32 = 27.285 \text{ KN/m}$$

❖ **Etat limite de service (ELS):**

$$q_s = (g_{\text{poutre}} + g_{\text{mur}}) + R_B$$

$$q_s = (2.25 + 3.65) + 13.86 = 19.76 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments max et efforts tranchants max

$$\text{Moment (max)} = \frac{q_e L^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = \frac{q_e L}{2}$$

✓ Moment en travée: $M_{\text{travée}} = 0.85 M_{\text{isostatique}}$.

✓ Moment sur appui: $M_{\text{appui}} = 0.5 M_{\text{isostatique}}$.

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant:

Tableau III.3 Moments et efforts tranchant

Etats	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	$M_t \text{ max}$ (KN.m)	$M_a \text{ max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)
ELU	27.28	37.13	31.56	18.56	45.01
ELS	19.76	26.89	22.85	13.44	32.60

III.4 .2 Ferrailage:

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu Préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

✓ **b**: largeur de la section; **b=30cm**.

✓ **c = c'**: enrobage; **c = c'=2cm**.

✓ **d=0.9*h**: hauteur utile; **d=0.9*30 = 27cm**.

✓ **h**: Epaisseur de la section; Soit: **h= 30 cm**.

✓ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

✓ $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$.

Armatures longitudinales:

***EN Travée:**

$$M_{tu}^{\text{max}} = 31.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{max}}}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{31.56 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.101$$

$$\mu_{bu} = 0.10 < \mu_l = 0.392$$

$$= 0.101 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.133 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 255.59 \text{ mm} = 25.59 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_{au}^{max}}{Z \cdot \delta_s} = \frac{31.56 \times 10^6}{255.59 \times 347.8} = 355.02 \text{ mm}^2 = 3.55 \text{ cm}^2.$$

On prend: **3HA14 = 4.62 cm²**

***EN appuis:**

$$M_{tu}^{max} = 18.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{max}}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{18.56 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.059$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_l = 0.392$$

$$= 0.059 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.076 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 261.44 \text{ mm} = 2.61 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_{au}^{max}}{Z \cdot \delta_s} = \frac{18.56 \times 10^6}{261.44 \times 347.8} = 204.11 \text{ mm}^2 = 2.04 \text{ cm}^2.$$

On prend: **3HA12 = 3.39 cm²**

a. Armatures transversales

$$\left\{ \begin{array}{l} h/35 = 8.57 \text{ mm} \\ \phi_t \leq \min \phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm} \\ b/10 = 30 \text{ mm} \end{array} \right.$$

• **Calcul des espacements:**

Généralement, si la fissuration n'est pas très préjudiciable et il n'y a pas de reprise de bétonnage on utilise la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,8 f_e}$$

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \times \frac{30}{2} \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (Minimum de RPA)}$$

$$\text{Donc on prend } \phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 3.02 \text{ cm}^2$$

Par condition:

$$S < \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right) = 7.5 \text{ cm} \quad (\text{zone nodale})$$

$$S' < \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad (\text{zone courante})$$

$$\text{On prend } S = 7 \text{ cm} \quad (L_{ZN} = 2 \times h = 60 \text{ cm})$$

$$S' = 15 \text{ cm} \quad (L_{ZC} = 1,35 \text{ cm})$$

➤ **Vérifications nécessaires:**

a. Vérification de la contrainte:

Considérons le cas préjudiciable.

• **En travée:**

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2; M_{\text{ser}} = 22.85 \text{ kN.m};$$

La position de l'axe neutre:

$$(b/2) y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \Rightarrow y = 8.61 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I:

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d-y)^2 \Rightarrow I = 29819.48 \text{ cm}^4$$

$$\text{On vérifie que: } \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \sigma_{bc}$$

$$\text{et } \sigma_a = n \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{22.85 \times 8610 \times 10^6}{29819.48 \times 10^4} = 6.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_a = 15 \frac{22.85}{29819.48} (27 - 8.61) \times 10^3 = 201.1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_a = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK}$$

• **Sur appuis:**

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2; M_{\text{ser}} = 13.44 \text{ kN.m}$$

La position de l'axe neutre:

$$(b/2) y^2 - 15A_s(d+y) = 0 \Rightarrow y = 7.72 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I:

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d-y)^2 \Rightarrow I = 23502.87 \text{ cm}^4$$

$$\text{On vérifie que: } \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_a = n \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{13.44 \times 7.72}{23502.87} \times 10^3 = 4.41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_a = 15 \frac{13.44}{23502.87} (27 - 7.72) \times 10^3 = 165.37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_a = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK}$$

b. Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \min \{A_s^t; A_s^a\} = A_s^a = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s^{\min} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{OK}$$

c. Vérification de la flèche:

On doit vérifier dans les deux sens

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.3}{3.3} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 27} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.3}{3.2} = 0.093 \geq \frac{37.13}{10 \times 37.13} = 0.085 \Rightarrow \text{OK}$$

d. Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant):

Il faut vérifier que:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_a = 30.19 \text{ KN}; b = 30 \text{ cm}; d = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{30.195 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.37 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Flexion à Torsion

La poutre palier est soumise à un moment de torsion uniformément repart sur sa Longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

$$M_{tor} = \frac{M_{a\text{ esc}} \times l}{2} = \frac{11.80 \times 3.30}{2} = 19.47 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91, la contrainte de torsion τ_{ut} est comme pour la section creuses.

$$A_1^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times Y_s}{2 \Omega f_e}$$

M_{tor} : Moment de torsion

U : Périmètre de la section de la poutre palier : $U = 2(b+h) = 140 \text{ cm}$

Ω : air du contour à mi épaisseur des parois

$\Phi = \min(30 ; 35) = 30 \text{ cm}$

$$e = \frac{\Phi}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega : (b-e)(h-e) = (30-5)(40-5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$A_1^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times Y_s}{2 \Omega \sigma_{st}} = \frac{19.47 \times 10^6 \times 1400 \times 1.15}{2 \times 87500 \times 347.8} = 5.15 \text{ cm}^2$$

Armature transversale :

$$A_t = \frac{M_{tor} \times U \times S_t}{2 \Omega \sigma_{st}} = \frac{19.47 \times 10^6 \times 150}{2 \times 87500 \times 347.8} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement à la torsion :

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega \sigma_{st}} = \frac{19.47 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 347.8} = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{19.47 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 50} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{\tau_{fle}^2 + \tau_{tor}^2} \leq 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \sqrt{2.22^2 + 0.75^2} = 2.34 \text{ MPa} \leq 3.30 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

Ferrailage globale :**En travée :**

$$A_{st} = A_{tf} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 0.47 + \frac{4.62}{2} = 2.78 cm^2$$

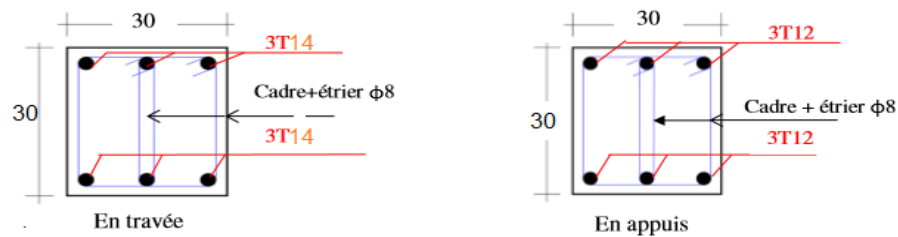
on prend : 3HA14 = 4.61 cm²

$$A_c = \frac{4.62}{2} = 2.31 cm^2$$

En appuis :

$$A_{sa} = A_{afl} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 0.47 + \frac{5.15}{2} = 3.04 cm^2 \quad \text{on prend : 3HA12} = 4.61 cm^2$$

$$A_c = \frac{5.15}{2} = 2.575 cm^2$$

**Figure III.6** Schéma de ferrailage de poutre palière

5. Calcul des balcons

Le balcon est assimilé à une encastrée au niveau de la poutre du plancher .Il est réalisé en dalle pleine, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple. Le balcon est soumis à une charge permanents G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre p (poids propre de garde –corps), et une charge d'exploitation Q.

Les balcons sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encastrées.

$$L_x = 1,2\text{m}$$

$$L_y = 4.20\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{4.20}$$

$$\rho = 0,28 < 0,4 \text{ La dalle travaille dans selon « } l_x \text{ »}$$

- Evaluation des charges:**

$$G = 4.280 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.500 \text{ KN/m}^2$$

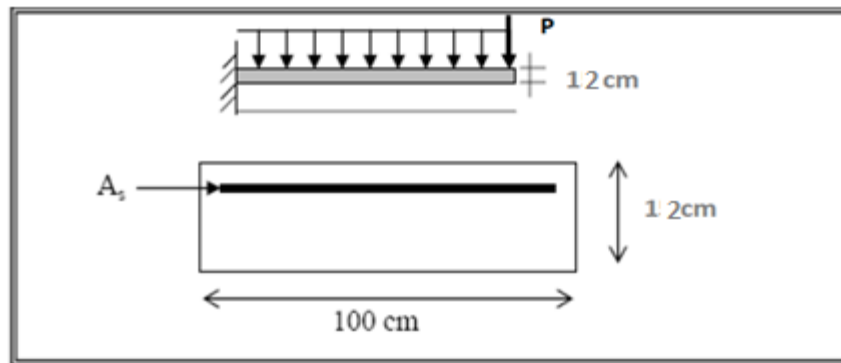
$$\text{Pour } 1\text{ml: } G = 4.280 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

Le calcul peut se fait pour une bande de 1m.

III.4.1 Sollicitations:



Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S

- Combinaisons :**

$$A / E.L.U$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1$$

$$q_u = (1,35 \times 4.280 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 11.028 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35 \times P$$

$$P_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN}$$

B /E.L.S

$$q_s = (G+Q) \cdot 1 = (4.28+3.5) \cdot 1 = 7.75 \text{ KN}$$

$$P_s = P = 1 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations :**

a/ E.L.U

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + P_u \times L$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + 1.35 \times L = \frac{11.028 \times 1.2^2}{2} + 1.35 \times 1.2 = 9.560 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u L + P_u$$

$$V_u = 11.028 \times 1.2 + 1.35 = 14.583 \text{ KN}$$

b/ELS

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + P_s \times L$$

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + 1 \times L = \frac{7.75 \times 1.2^2}{2} + 1.2 \times 1 = 6.78 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s L + P_s$$

$$V_s = 7.75 \times 1.2 + 1 = 10.3 \text{ KN}$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple: $b=100\text{cm}$, $h=12\text{cm}$, $d=0.9h=0.9 \times 12 = 10.8\text{cm}$

$$M_u = 9.560 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.56 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 108^2} = 0.0578 \text{ N/mm}^2$$

$0.0578 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0578}) = 0.0744$$

$$Z = d \times (1 - 0.4) = 108 \times (1 - 0.4 \times 0.0744) = 0.104 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{9.560 \times 10^6}{347.8 \times 104.78} = 262.33 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.62 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité:

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 108 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 130.41 \text{ mm}^2 = 1.304 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 ($A_u = 3.39 \text{ cm}^2$)

Espacement:

$$S_t \leq \min (3 \times 12; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84$$

Soit: 3HA8 ($A_s = 1.5 \text{ cm}^2$)

- **Vérification à L'ELU:**
- **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14.583 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0.1350 \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 2.5 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.1350 < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{cv.}$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + nA' (d - x) - \eta \times A(d - y) = 0$$

$$50 \times y^2 + 15(13.5 - y) \times 0 + (13.5 - y) 15 \times 3.39 = 0$$

$$Y_1 = 4.983 \text{ cm} \quad Y_2 = -3.78$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + [A_s \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d)^2]$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + [A_s \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d)^2]$$

$$I = \frac{100 \times 4.98^3}{3} + 15 \times 3.39(10.8 - 4.983)^2 = 6482.26 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{6.78 \times 10^6 \times 4.983}{6.4822 \times 10^7} = 5.208 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

La contrainte dans l'acier:

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{15 \text{ Mser} \times (d-y)}{I}$$

$$\sigma_b = 9.12 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.12}{1.2} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39 \times 10^2}{1000 \times 108} = 3.13 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{OK}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{6.78}{10 \times 6.78} = 0.1 \Rightarrow \text{OK}$$

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

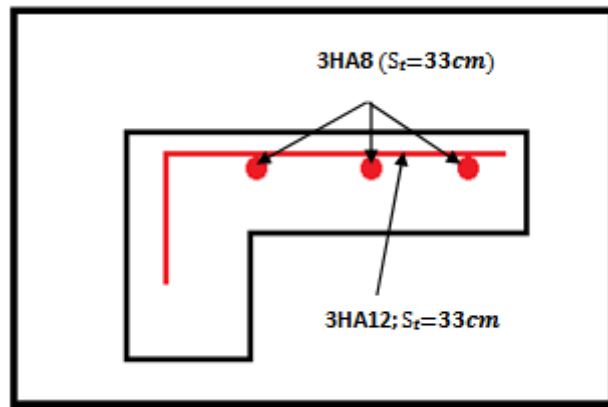


Figure III.7:Schéma de ferrailage du balcon

III.6.Plancher:

III.6.1 définition:

Les planchers sont calculés en section T comme des poutres continues soumise à la flexion simple sous la charge Q. Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes le moment et l'effort tranchant (M, V) par la méthode de RDM (méthode des 3moments) pour les éléments (poutre continue) on utilise:

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot

Domaine d'application:

La méthode forfaitaire s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes:

- Admission des petites fissures au niveau des appuis,

- L'absence des charges rapidement variable dans le temps et de position,
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est à-dire inférieure à deux fois la charge permanente $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$.

➤ Les moments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. (**I=constant**)

➤ Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

➤ La fissuration peu nuisible.

a) Principe de la méthode:

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison;
- M_g et M_d : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée;
- M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée;
- α : Degré de surcharge du plancher (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation): $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

❖ Moment en Travées:

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes :

1. Dans le cas général $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0. \\ 1.05M_0. \end{array} \right.$
2. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans le cas d'une travée de rive } M_t > \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0. \\ \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire } M_t > \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0. \end{array} \right.$

❖ Moment en appuis:

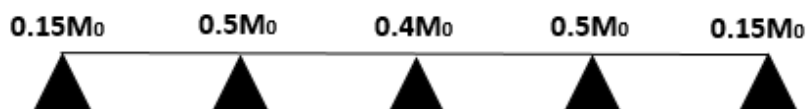
Les appuis de rive: les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : $(-0.15M_0)$.

Les appuis intermédiaires:

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de $(-0.6M_0)$.



Poutres à plus de deux travées :



(- $0.5M_0$) Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

(- $0.4M_0$) Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que:

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré. $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

❖ Les efforts tranchants:

➤ Pour calculer l'effort tranchant par la méthode forfaitaire, nous supposons que sur tous les appuis l'effort tranchant hyperstatique 'V' est égale à l'effort tranchant isostatique 'V₀' sauf sur les appuis voisin de rive où l'effort tranchant isostatique doit être majoré comme suit :

- 15% → s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10% → s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

On note que:

$$V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2}$$

Avec :

V_0 : effort tranchant isostatique;

q_u : la charge sur les poutrelles;

l_i : la longueur de la travée considérée.

Les diagrammes des efforts tranchants sont représentés dans les figures suivantes:

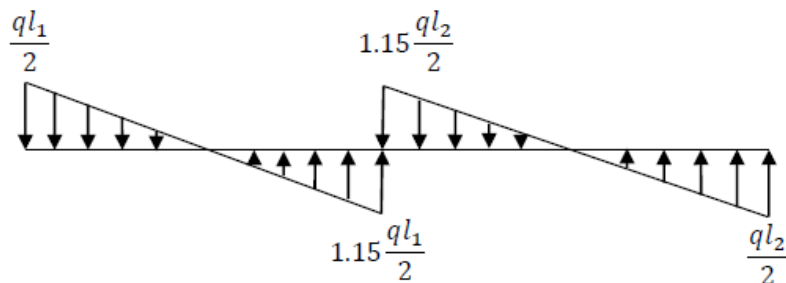


Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants une poutre à deux travées.

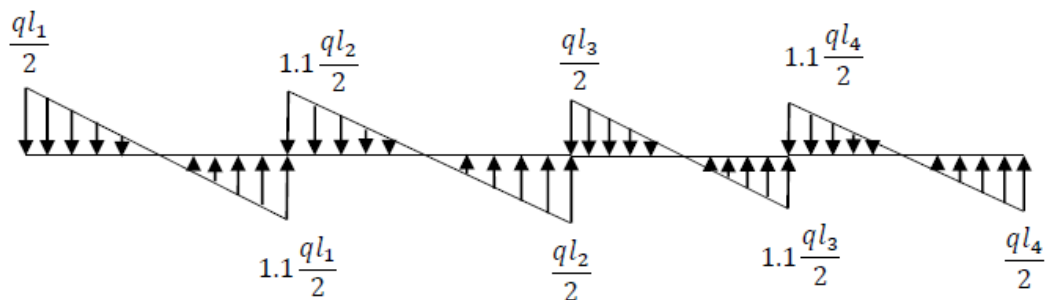


Figure II III.9 : Diagramme des efforts tranchants une poutre à plusieurs travées.

b) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:

1) Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \max (2G; 5KN/m^2)$

- ✓ Plancher terrasse inaccessible: $G = 5.79 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \max(2 \times 5.79; 5 \text{ KN/m}^2) = \max(11.58; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 11.58 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Plancher étage courant : $G = 5.53 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \max(2 \times 5.53; 5 \text{ KN/m}^2) = \max(11.06; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 11.06 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Les moments d'inerties elles sont constantes.

3) Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type: étages courant +terrasse

- $0.8 \leq \frac{3.45}{3.30} = 1.04 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$
- $0.8 \leq \frac{3.30}{3.30} = 1 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$
- $0.8 \leq \frac{3.30}{3.30} = 1 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$
- $0.8 \leq \frac{3.30}{3.30} = 1 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$
- $0.8 \leq \frac{3.30}{3.30} = 1 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$
- $0.8 \leq \frac{3.30}{3.30} = 1 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$

Choix de la Méthode de calcul des sollicitations:

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Type de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	vérification	Méthode adoptée
Type étage courant 1 2 3 4	$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	vérifiées	Méthode forfaitaire
Type plancher terrasse 1 2	$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	Vérifiées	Méthode forfaitaire

Tableau III.4 : Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types

- **Type des étages courant :**

Type 1 : poutrelle sur trois appuis avec deux travée



Evaluation des charges appliquées à chaque nervure

a) Plancher terrasse (terrasse inaccessible) :

$$G_{\text{terrasse}} = 5.79 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = G_{\text{terrasse}} \times b = 5.79 \times 0.65 = 3.7635 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = Q_{\text{terrasse}} \times b = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

a) Plancher étage courant :

$$G_{\text{étage courant}} = 5.53 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = G_{\text{étage courant}} \times b = 5.53 \times 0.65 = 3.5945 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = Q_{\text{étage courant}} \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Les combinaisons d'action : } \begin{cases} \text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } P_s = G + Q \end{cases}$$

Tableau III .5 : Les combinaisons d'action

Désignation	Terrasse inaccessible	étage courant
ELU	6.05 (KN/m)	6.314 (KN/m)
ELS	4.412 (KN/m)	4.569 (KN/m)

III.6.4.7 Détermination des sollicitations des planchers:**Plancher terrasse:****Calcul des longueurs fictives**

Les deux travées sont de rive donc :

$$\checkmark L_{AB} = 4.05 \text{ m.}$$

$$\checkmark L_{BC} = 3.15 \text{ m.}$$

b. Calcul des moments

$$\diamond \text{ Moments aux appuis: } M_0 = \frac{q L^2}{8}$$

➤ Les appuis de rive**✦ Appui A:**

$$M_A = 0 = -0.15 M_0 \quad \text{ELU} = -0.15 (9.39) = -1.40$$

$$\text{ELS} = -0.15 (6.83) = -1.02$$

✦ Appui C:

$$M_C = 0 = -0.15 M_0 \quad \text{ELU} = -0.15 (8.59) = -1.28$$

$$\text{ELS} = -0.15 (6.25) = -0.93$$

➤ Appui intermédiaire**✦ Appui B :**

$$M_B = -\frac{q'_g \times L_g'^3 + q'_d \times L_d'^3}{8.5(L_g' + L_d')}$$

$$\text{ELU: } M_B = -\frac{6.315 \times 3.45^3 + 6.315 \times 3.30^3}{8.5(3.45 + 3.30)} = -8.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } MB = -\frac{4.59 \times 3.45^3 + 4.59 \times 3.30^3}{8.5(3.45 + 3.30)} = -6.168 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée:**

$$M_t(x) = \frac{q x}{2} (L - x) + M_d \times \frac{x}{L}$$

★ **Travée AB**

A l'ELU:

$$x = \frac{L_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{q L_i} = \frac{3.45}{2} + \frac{-8.47}{6.315(3.45)} = 1.34 \text{ m}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (L - x) = 6.315 \times \frac{1.34}{2} (3.45 - 1.34) = 8.94 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{q x}{2} (L - x) + M_d \times \frac{x}{L} = 8.94 + (-8.47) \frac{1.34}{3.45} = 5.62 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$x = \frac{L_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{q L_i} = \frac{3.45}{2} + \frac{-6.168 - 0}{4.59(3.45)} = 1.34 \text{ m}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (L - x) = 4.59 \times \frac{1.34}{2} (3.45 - 1.34) = 6.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{q x}{2} (L - x) + M_d \times \frac{x}{L} = 6.48 + (-6.168) \frac{1.34}{3.45} = 4.08 \text{ KN.m}$$

★ **Travée BC**

A l'ELU :

$$x = \frac{L_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{q L_i} = \frac{3.30}{2} + \frac{-(-8.47)}{6.315(3.3)} = 2.05 \text{ m}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (L - x) = 6.315 \times \frac{2.05}{2} (3.30 - 2.05) = 8.09 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{q x}{2} (L - x) + M_d \times \frac{x}{L} = 8.09 + (-8.47) \frac{2.05}{3.30} = 2.81 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$x = \frac{L_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{q L_i} = \frac{3.30}{2} + \frac{-(-6.168)}{4.59(3.30)} = 2.05 \text{ m}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (L - x) = 4.59 \times \frac{2.05}{2} (3.3 - 2.05) = 5.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = \frac{q x}{2} (L - x) + M_d \times \frac{x}{L} = 5.88 + (-6.168) \frac{2.05}{3.30} = 2.04 \text{ KN.m}$$

c. Les efforts tranchants

$$T_w = \frac{q \cdot L}{2} - qx + \frac{M_d - M_g}{L}$$

❖ **A l'ELU :**

★ **Travée AB : $0 \leq x \leq 3.45$**

$$T_w = \frac{q \cdot L}{2} - qx + \frac{M_d - M_g}{L}$$

$$x = 0 \Rightarrow T(0) = 8.47 \text{ KN.}$$

$$x = 3.45 \Rightarrow T(3.45) = -13.33 \text{ KN.}$$

✦ Travée BC : $0 \leq x \leq 3.30$

$$T_w = \frac{q \cdot L}{2} - qx + \frac{M_d - M_g}{L}$$

$$x = 0 \Rightarrow T(0) = 7.81 \text{ KN.}$$

$$x = 4.05 \Rightarrow T(3.30) = -12.97 \text{ KN.}$$

❖ A l'ELS :

✦ Travée AB : $0 \leq x \leq 3.45$

$$T_w = \frac{q \cdot L}{2} - qx + \frac{M_d - M_g}{L}$$

$$x = 0 \Rightarrow T(0) = 6.2 \text{ KN.}$$

$$x = 3.45 \Rightarrow T(3.45) = -9.75 \text{ KN.}$$

✦ Travée BC : $0 \leq x \leq 3.30$

$$T_w = \frac{q \cdot L}{2} - qx + \frac{M_d - M_g}{L}$$

$$x = 0 \Rightarrow T(0) = 5.70 \text{ KN.}$$

$$x = \Rightarrow T(3.30) = -9.44 \text{ KN.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

ELU:

Tableau III.6: Sollicitation à l'ELU

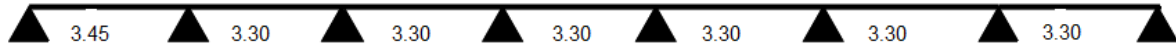
Travée	L(m)	Moments aux Appuis		Moments en Travée	Les efforts tranchants	
		$M_g(\text{KN.m})$	$M_d(\text{KN.m})$	$M_{tu}(\text{KN.m})$	$T_g(\text{KN})$	$T_d(\text{KN})$
AB	3.45	0	-8.47	5.62	8.28	- 13.40
BC	3.30	-8.47	0	2.81	12.97	-7.68

l'ELS :**Tableau III.7 : Sollicitation à ELS**

Travée	L(m)	Moments aux Appuis		Moment en Travée	Les efforts tranchants	
		$M_g(\text{KN.m})$	$M_d(\text{KN.m})$	$M_{tu}(\text{KN.m})$	$T_g(\text{KN})$	$T_d(\text{KN})$
AB	3.45	0	-6.168	4.08	6.2	-9.75
BC	3.30	-6.168	0	2.04	-9.44	-5.70

Diagramme de moment en (KN.m) et de l'effort tranchant en (KN)

Pour faciliter le calcul on a essayé de calculer les moments et les efforts tranchant on utilisant une deuxième méthode par la modélisation des poutrelles en béton armé par robot dans ce qui suit on donne les diagrammes des moments et des efforts tranchants des différents types pour étages courant et terrasse.

Type 2 : poutrelle sur 8 appuis à 7 travée**ELU :****Tableaux III.8 :** sollicitation à l'ELU

Travée	L(m)	q_u (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	$T_g(\text{KN})$	$T_d(\text{KN})$
AB	3.45	6.31	0	-7.73	5.92	13.12	-8.64
BC	3.30	6.31	-7.73	-5.80	2.17	11.18	-9.24
CD	3.30	6.31	-5.80	-5.84	3.07	10.22	-10.61
DE	3.30	6.31	-5.84	-5.80	2.77	10.42	-10.40
EF	3.30	6.31	-5.80	-5.80	3.03	10.55	-10.27
FG	3.30	6.31	-5.80	-7.26	2.32	9.83	-11.00
GH	3.30	6.31	-7.26	0	5.33	12.61	-8.21

ELS :

Tableau III.9 : sollicitation à ELS

Travée	L(m)	q_u (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	3.45	4.59	0	- 5.58	4.28	9.48	-6.25
B-C	3.30	4.59	-5.58	-4.19	1.57	8.08	
C-D	3.30	4.59	- 4.19	-4.22	2.22	7.38	6.97
D-E	3.30	4.59	-4.22	-4.19	2.00	7.53	7.68
E-F	3.30	4.59	-4.19	-4.19	2.19	7.63	7.54
F-G	3.30	4.59	-4.19	-5.25	1.68	7.10	7.49
G-H	3.30	4.59	-5.25	0	3.85	9.11	<u>7.95</u>

On utilise la méthode forfaitaire avec logiciel ROBOT

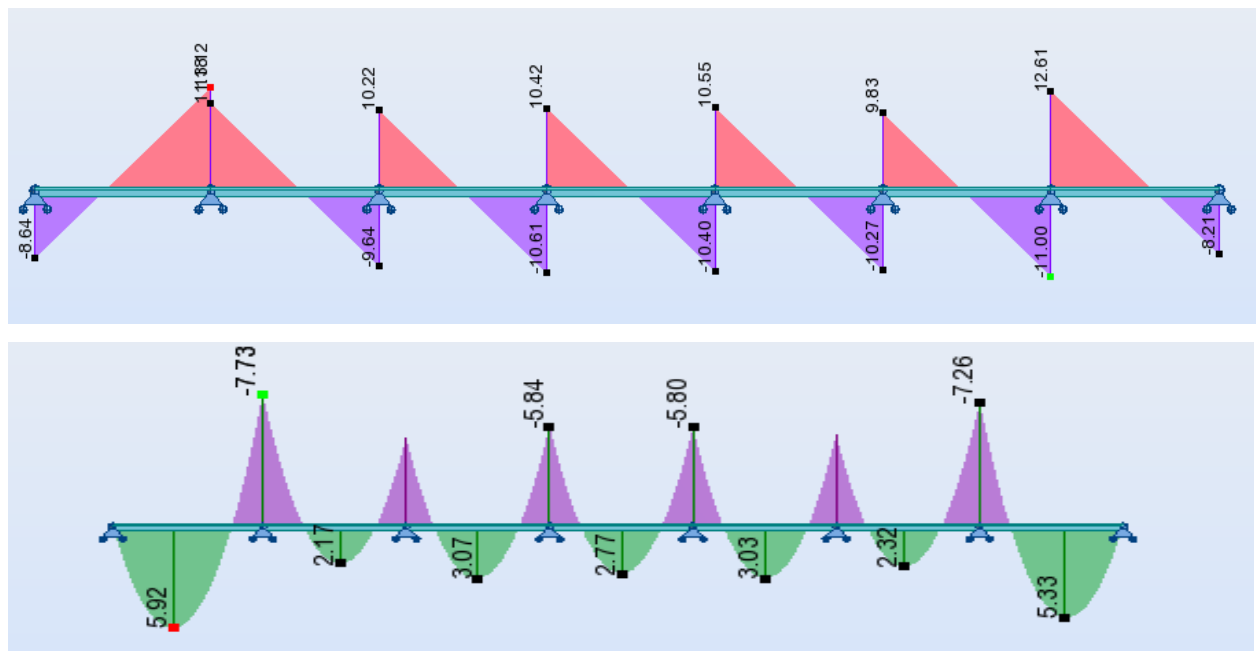
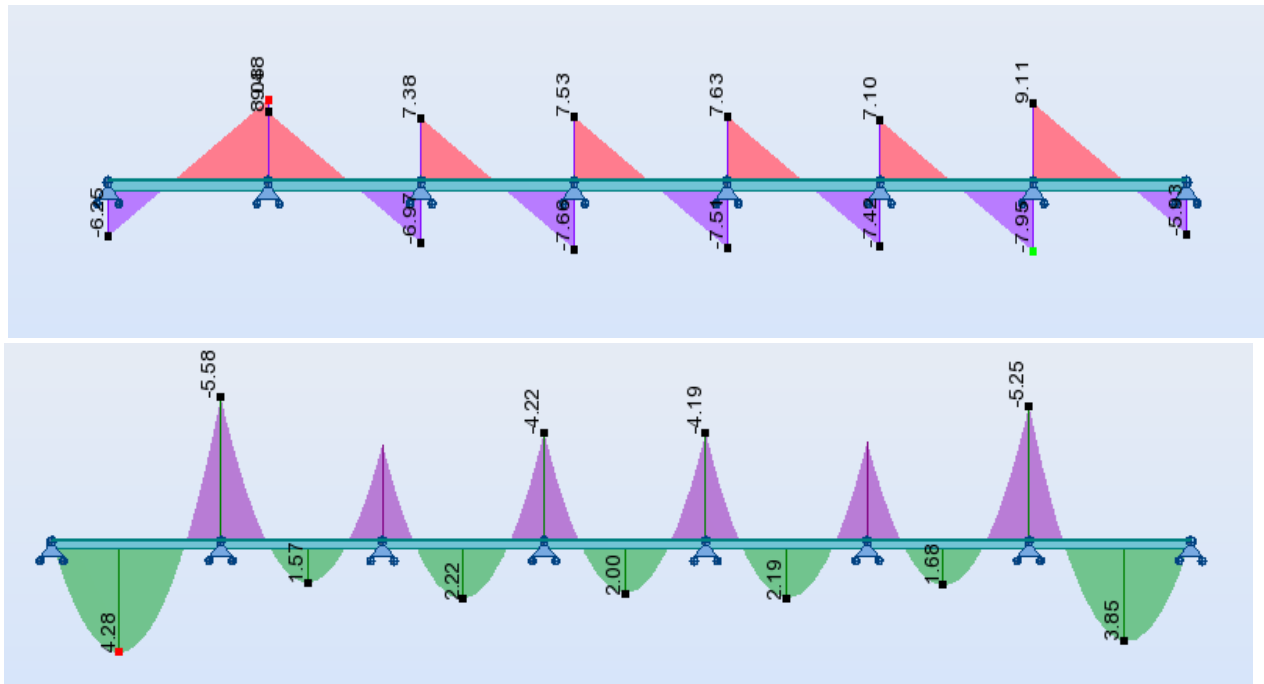
ELU

Figure III.10 : Diagramme des moment et des efforts tranchant type 2 à ELU

ELS :**Figure III.11 :** Diagramme des moments et des effort tranchant type 2 à ELS**Type 3 :** poutrelle à 5 appuis et 4 travée**ELU****Tableau III.10 :** Sollicitation à ELU

Travée	L(m)	q_u (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	3.30	6.31	0	-7.36	5.30	8.18	-12.64
BC	3.30	6.31	-7.36	-7.36	2.49	11.16	-9.67
CD	3.30	6.31	-7.36	-7.36	2.49	9.67	-11.16
DE	3.30	6.31	-7.36	0	5.30	12.64	-8.18

ELS :**Tableau III. 11 :** Sollicitation à ELS

Travée	L(m)	q_u (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	3.45	4.59	0	-5.32	3.83	5.91	-9.14
B-C	3.30	4.59	-5.32	-5.32	1.80	8.06	-6.90

C-D	3.30	4.59	- 5.32	-5.32	1.80	6.90	-8.06
D-E	3.30	4.59	-5.32	0	3.83	9.14	-5.91

ELU:

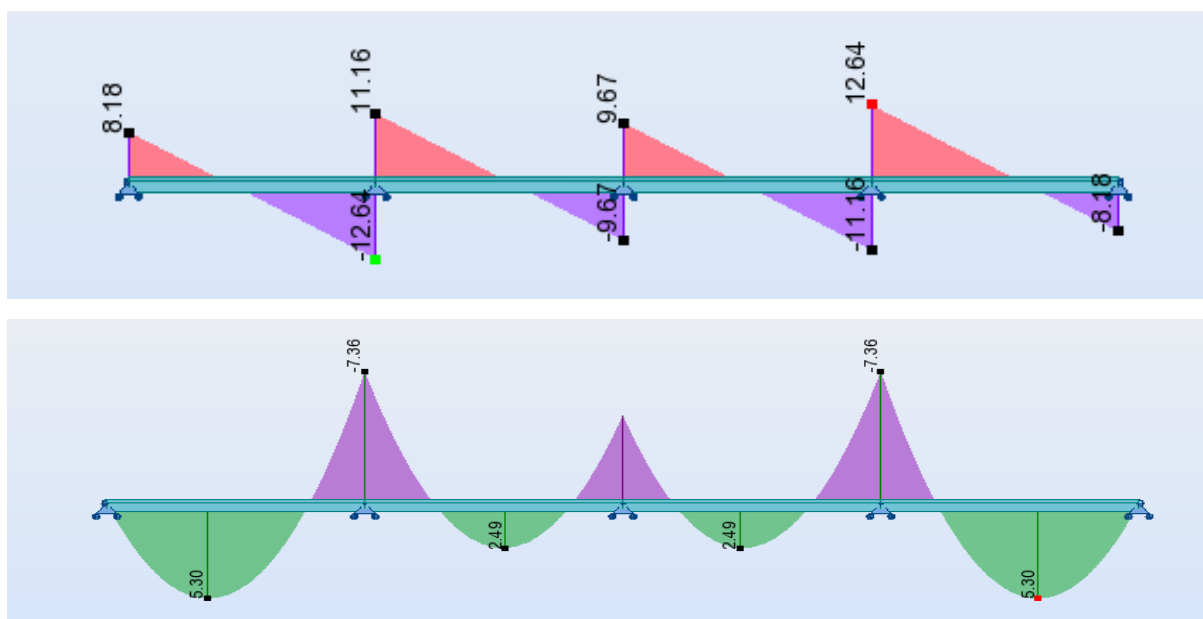


Figure III.12 : Diagramme des moment et effort tranchant type 3 à ELU

ELS :

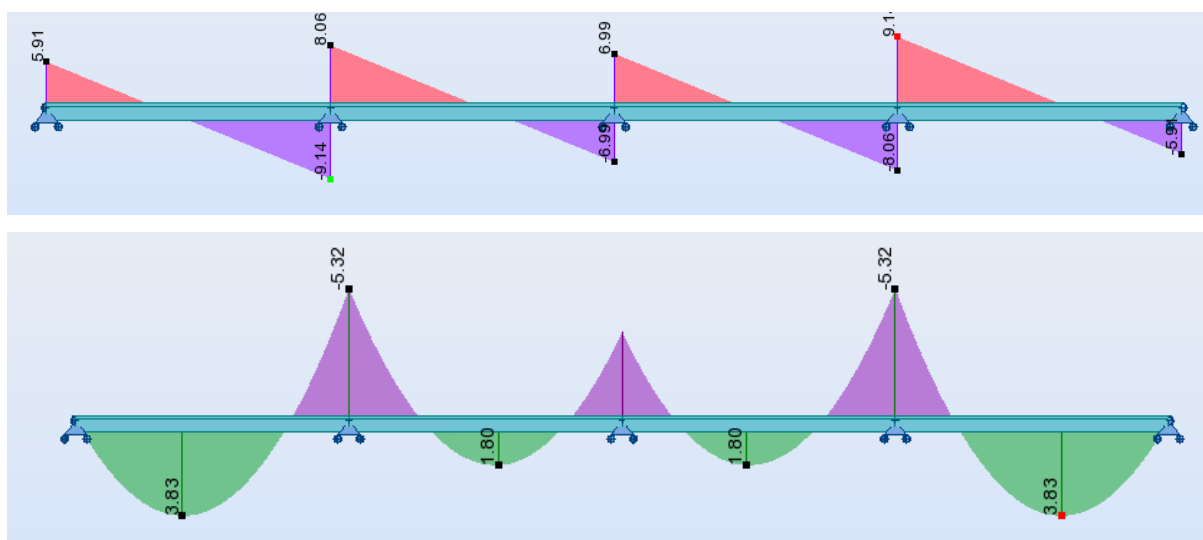
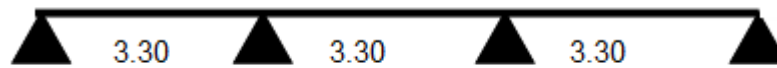


Figure III. 13 : Diagramme des moment et effort tranchant type 3 à ELS

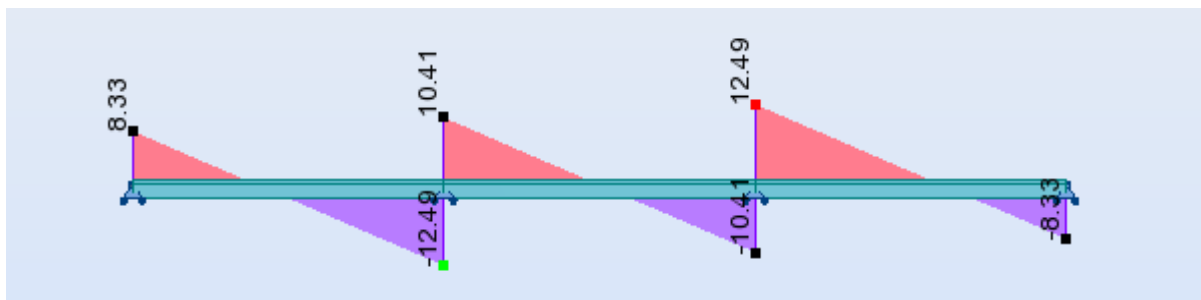
Type 4 : poutrelle à 4 appuis et 3 travée

**ELU :****Tableau III.12 :Sollicitation à ELU**

Travée	L(m)	q_u (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	3.30	6.31	0	-6.87	5.50	8.33	-12.49
BC	3.30	6.31	- 6.87	-6.87	1.72	10.41	-10.41
CD	3.30	6.31	-6.87	0	5.50	12.49	- 8.33

ELS :**Tableau III .13:Sollicitation à ELS**

Travée	L(m)	q_u (KN.m)	M_g (KN. m)	M_d (KN. m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	3.45	4.59	0	- 4.97	3.97	6.02	-9.03
B-C	3.30	4.59	-4.97	-4.97	1.24	7.52	-7.52
C-D	3.30	4.59	- 4.97	0	3.97	9.03	-6.02

ELU :

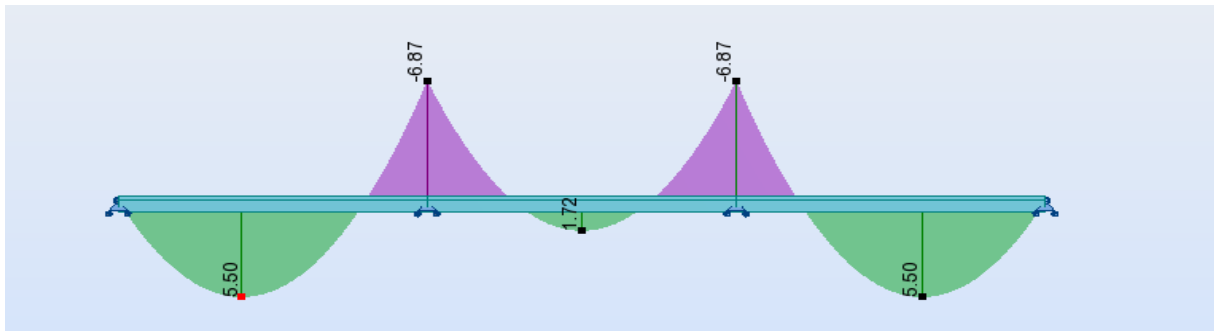


Figure III.14: Diagramme des moment et effort tranchant type 4 à ELU

ELS :

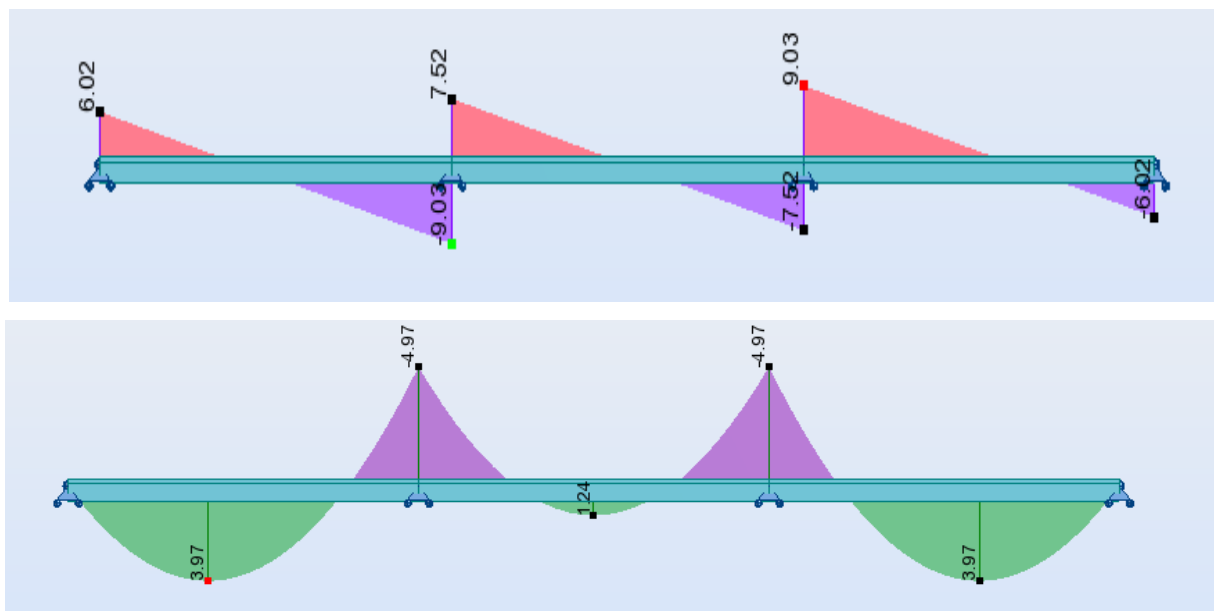


Figure III.15 : Diagramme des moment et effort tranchant type 4 à ELS

III.6.4.8 Ferrailage des poutrelles étage courant:

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

	$M_0 \text{ max}$	$M_t \text{ max}$	T_{max}
ELU	7.73	5.92	13.12
ELS	5.58	4.28	9.48

Tableau III.14 : les sollicitations les plus défavorables

a) ELU:

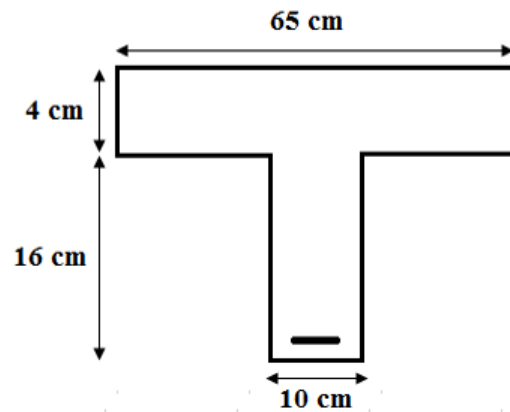


Figure III.16 : Coupe d'une poutrelle.

Armature longitudinale

$b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

$\delta_s = 347.8 \text{ MPa}$, $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si : $M_{tab} < M_t^{\max}$ la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calcule sera une section en T.

Si : $M_{tab} > M_t^{\max}$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de dimension $(b \cdot h)$.

➤ En travée:

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot f_{bu} = 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) \times 14.17 = 58.94 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{\max} = 5.92 \text{ KN.m} < M_0 = 58.94 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.92 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.0198$$

$$\mu = 0.0198 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.0198 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.85 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{5.92 \times 10^6}{178.5 \times 347.8} = 95.357 \text{ mm}^2 = 0.953 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_T = 0.953 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_u = \max (A_{\text{cal}} = 0.95 ; A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2)$$

$$A_u = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3 HA10** soit **$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$**

Tableau III.15: Tableau de ferrailage à l'ELU.

M_a (KN.m)	μ	μ_l	α	Z (mm)	A_{cal}	$A_{\min}$ (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
5.92	0.0198	0.392	0.025	178.5	0.95	1.41	3HA10=2.36

➤ **En appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

Appui intermédiaire:

$$M_{\text{au}}^{\max} = -7.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{au}}^{\max}}{b d^2 \mu_{\text{bu}}} = \frac{7.73 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.168$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.168 < \mu_l = 0.392$$

$$= 0.231 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.2314 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 163.3 \text{ mm} = 16.33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M_{\text{au}}^{\max}}{Z \cdot \delta_s} = \frac{7.73 \times 10^6}{163.3 \times 347.8} = 136.10 \text{ mm}^2 = 1.36 \text{ cm}^2.$$

Condition non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{\text{cal}} = 1.36; A_{\min} = 0.22)$$

$$A_s = 1.36 \text{ cm}^2$$

On adopte **2HA10** soit **$A_s = 1.57 \text{ cm}^2$**

Tableau III.16 : Tableau de ferrailage à l'ELU

$M_a(N.m)$	μ	μ_l	α	$Z(mm)$	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
9.47	0.16	0.3	0.2	163.3	1.3	0.2	2HA10 =
	8	92	34		6	2	2.26

❖ Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{13.12 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.724 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

• Armature de répartition:

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

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

Travée:

$$A_r = \frac{A_{max}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Appui:

$$A_r = \frac{A_{max}}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.56 \text{ cm}^2$$

On adopte: 2HA6.= 0.57cm²

Espacement entre cadre (S_t) :

L'espacement des armatures transversales S_t est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min\{0.9h; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{A_u \times f_e}{0.4b_0} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_u \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min\{0.9 \times 18 = 16.2; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(0.82 - 0.3 \times 2.1)} = 96\text{cm} \end{array} \right.$$

$$S_t = \min \{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\} = 16.2$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification de la bielle:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{ab_0} \end{cases} \quad \text{Avec : } a = \min \{0.9d ; (40 - 4)\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3} = 108.14$

KN

$T_u = 14.85 \text{ KN} \leq 108.14 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$

Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

Vérification de la jonction table-nervure:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u b_1}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{(13.12 \times 10^3) \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.85 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification des contraintes à l'ELS :

➤ **En travée :**

$$M_{ts}^{\max} = 4.28 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

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

Position de l'axe neutre:

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_t = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_s(d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.57 \times (18-4) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

Calcul y:

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 A_s + \eta(d-y) A_s$$

$$I = 8323.04 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.28 \times 10^6 \times 39.1}{8323.04 \times 10^4} = 2.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.01 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

➤ **Appui:**

$$M_{ts}^{\max} = 5.58 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre:

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

Calcul y:

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$y = 8.16 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 A'_s + \eta(d-y) A_s$$

$$I = 5093.51 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.58 \times 10^6 \times 81.6}{5093.51 \times 10^4} = 8.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.93 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Tableau III.17: Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	δ_{bc}	$\delta_{bc} \leq \overline{\delta}_{bc}$
Travée	4.28	2.36	3.91	8323.04	2.01	CV
Appuis	5.58	2.26	8.16	5093.51	8.93	CV

Vérification de la flèche: BAEL 91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.20}{3.45} = 0.057 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{c. n. v} \\ \frac{0.2}{3.45} = 0.057 \geq \frac{5.92}{10 \times 13.12} = 0.045 \quad \text{c. v} \\ \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{c. n. v} \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition:

❖ Evaluation des flèches (BAEL91):

La part de la flèche totale f_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur:

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Il faut avoir :

- $\frac{l}{500} \dots\dots\dots L \leq 5m.$
- $\frac{l}{500} + 0.5 \dots\dots\dots L \geq 5m.$

$$\text{Donc: } f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3450}{500} = 6.9mm$$

Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15 A(d - V)^2$$

$$I_0 = 72246.09 \text{ cm}^4$$

Déformation instantanée :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0.013$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho + f_{t28}} \right) \Rightarrow \mu = 0.818$$

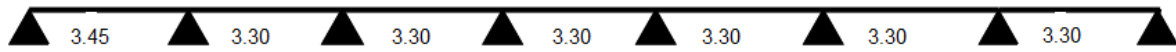
$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 21571.851 \text{ cm}^4;$$

$$f_i = \frac{M L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = 1.015 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = 6.9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Type des planchers Terrasse :

Type 1 : poutrelle sur 8 appuis et 7 travée



ELU :

Tableau III.18 : Sollicitation à L'ELU

Travée	L(m)	q_u (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	3.45	6.05	0	-7.41	5.68	12.58	-8.29
BC	3.30	6.05	-7.41	-5.56	2.08	10.72	-9.25
CD	3.30	6.05	- 5.56	-5.60	2.94	9.80	-10.17
DE	3.30	6.05	-5.60	-5.56	2.66	9.99	-9.97
EF	3.30	6.05	-5.56	-6.96	2.90	10.12	-9.85
FG	3.30	6.05	-6.96	-6.96	2.23	9.42	10.54
GH	3.30	6.05	-6.96	0	5.11	12.09	7.87

ELS :

Tableau III.19 : Sollicitation à ELS

Travée	L(m)	q_u (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	3.45	4.41	0	- 5.40	4.14	9.17	-6.04
BC	3.30	4.41	-5.40	-4.05	1.52	7.81	-6.74
CD	3.30	4.41	- 4.05	-4.08	2.15	7.14	-7.41
DE	3.30	4.41	-4.08	-4.05	1.94	7.29	-7.27
EF	3.30	4.41	-4.05	-4.05	2.12	7.38	-7.18
FG	3.30	4.41	-4.05	-5.07	1.62	6.87	-7.69
GH	3.30	4.41	-5.07	0	3.72	8.81	<u>-5.74</u>

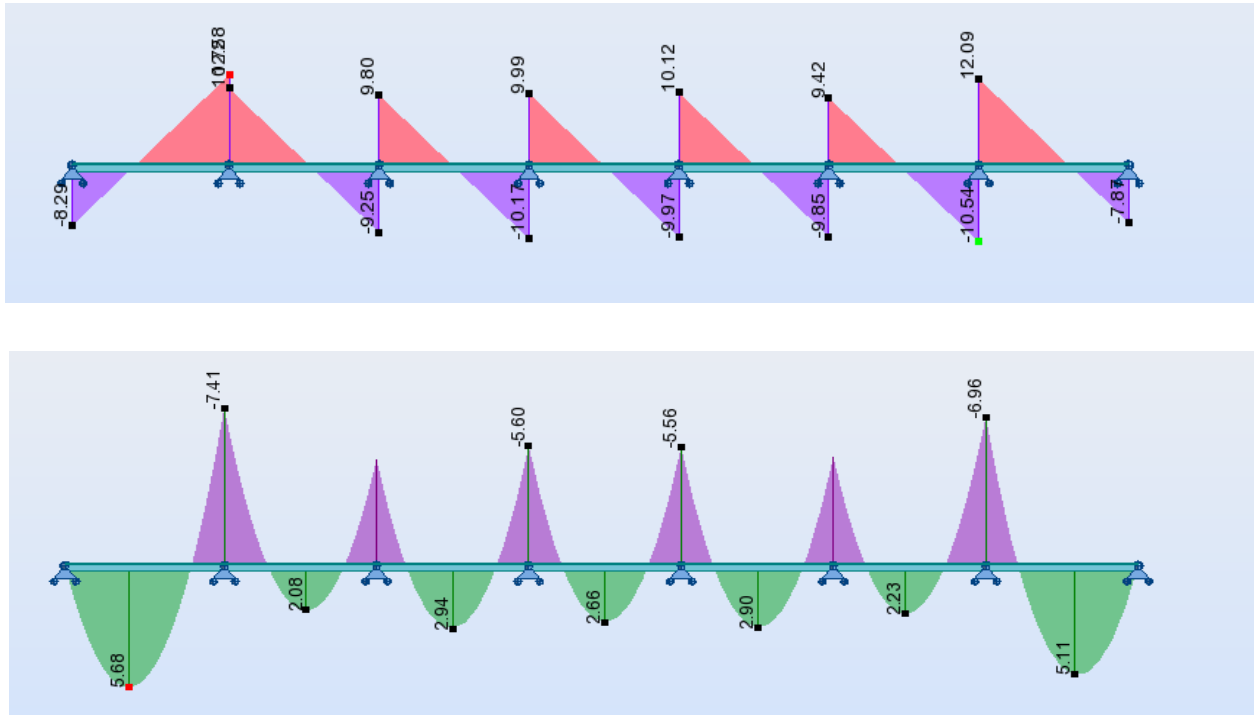
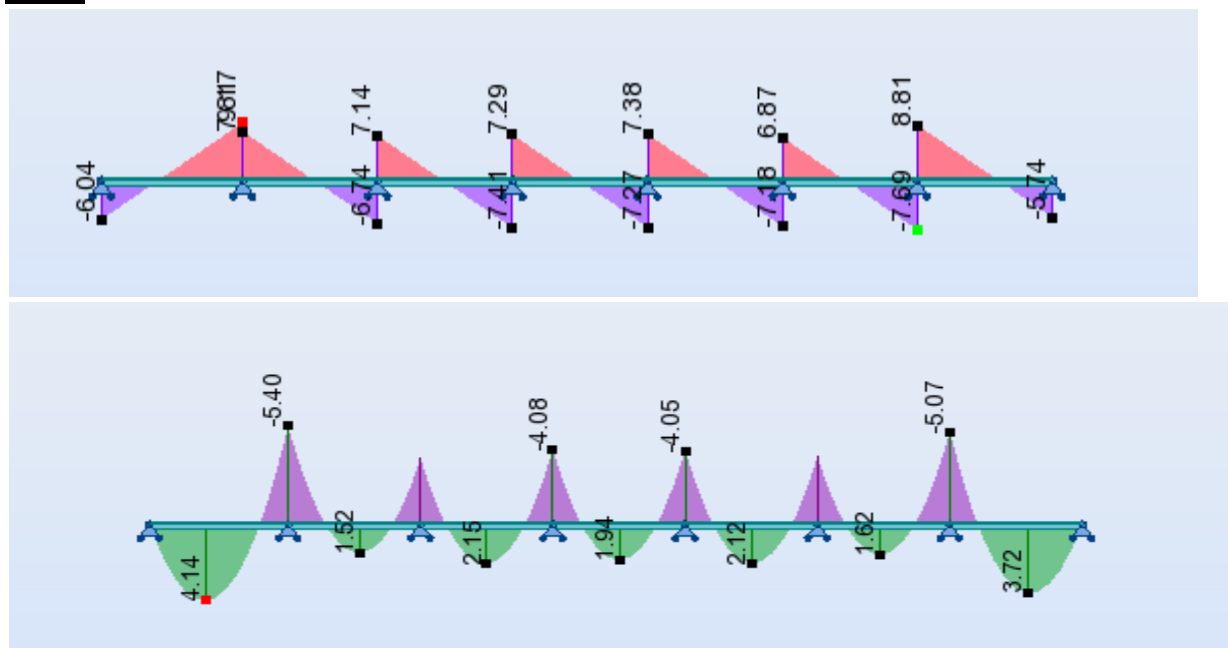
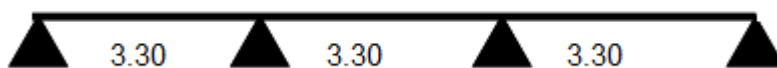
ELU :**Figure III.17 : Diagramme des moments et effort tranchant type 1 à ELU****ELS :****Figure III.18 :Diagramme des moment et effort tranchant type 2 à ELS****Type 2 :** poutrelle sur 4 appuis et 3 travée

Tableau III.20 :Sollicitation à L'ELU

Travée	L(m)	q_u (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	3.30	6.05	0	-6.59	5.27	7.99	-11.98
BC	3.30	6.05	-6.59	-6.59	1.65	9.98	-9.98
CD	3.30	6.05	-6.59	0	5.27	11.98	-7.99

ELS :

Tableau III.21: Sollicitation à ELS

Travée	L(m)	q_u (KN.m)	M_g (KN. m)	M_d (KN. m)	M_{tu} (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
A-B	3.30	4.41	0	-4.80	3.84	5.82	-8.73
B-C	3.30	4.41	-4.80	-4.80	1.20	7.28	-7.28
C-D	3.30	4.41	-4.80	0	3.84	8.73	-5.82

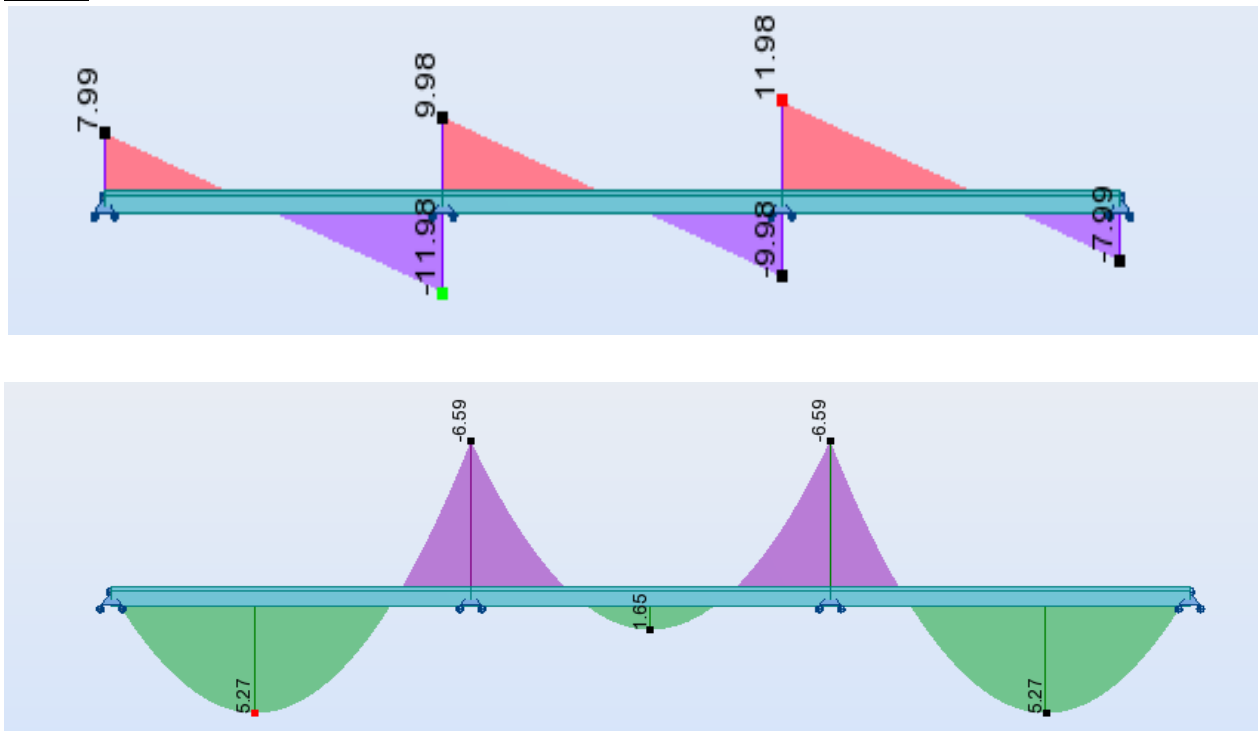
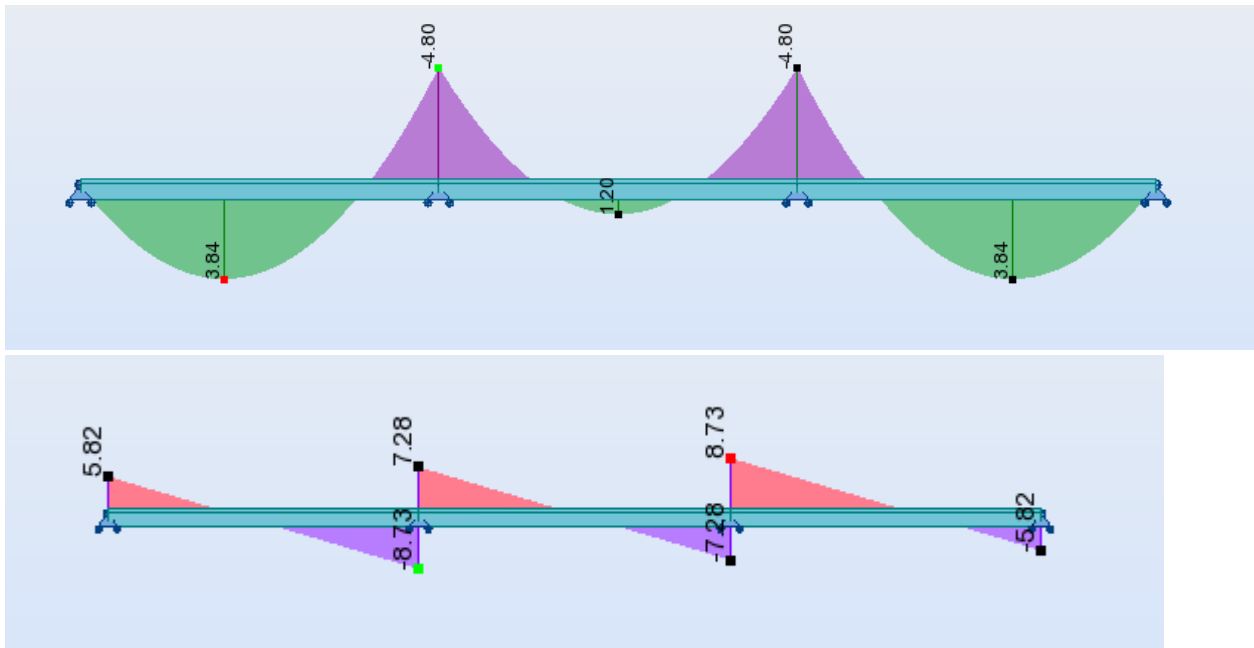
ELU :

Figure III.19 : Diagramme des moments et effort tranchant type 2 à ELU

ELS :**Figure III.20 :** Diagrammes des moments et effort tranchant à ELS

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Tableau III.22: Les sollicitation les plus défavorables

	$M_0 \text{ max}$	$M_t \text{ max}$	T_{max}
ELU	7.73	5.92	13.12
ELS	5.58	4.28	9.48

b) ELU:**Armature longitudinale:**

$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 10 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}$

$\delta_s = 347.8 \text{ MPa}, f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si : $M_{\text{tab}} < M_t^{\text{max}}$ la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calcule sera une section en T.

Si : $M_{\text{tab}} > M_t^{\text{max}}$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de dimension $(b \cdot h)$.

➤ En travée:

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot f_{bu} = 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) \times 14.17 = 58.94 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{\max} = 5.68 \text{ KN.m} < M_0 = 58.94 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.68 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.0190$$

$$\mu = 0.0190 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.0190 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 178.3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{5.68 \times 10^6}{178.3 \times 347.8} = 91.59 \text{ mm}^2 = 0.91 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_T = 0.91 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_u = \max(A_{\text{cal}} = 0.91 ; A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2)$$

$$A_u = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 3 \text{ HA10 soit } A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

Tableau III.23: Tableau de ferrailage à l'ELU.

M_a (KN.m)	μ	μ_l	α	Z (mm)	A_{cal}	$A_{\min}$ (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
5.92	0.0190	0.392	0.023	178.3	0.91	1.41	3HA10=2.36

➤ En appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

Appui intermédiaire:

$$M_{\text{au}}^{\max} = -7.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{au}}^{\max}}{b d^2 \mu_{bu}} = \frac{7.43 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.161$$

$$\mu_{bu} = 0.161 < \mu_l = 0.392$$

$$= 0.161 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.220 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 164.4 \text{ mm} = 16.41 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M_{au}^{\max}}{Z \cdot \delta_s} = \frac{7.41 \times 10^6}{164.4 \times 347.8} = 129.59 \text{ mm}^2 = 1.29 \text{ cm}^2.$$

Condition non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = \max (A_{\text{cal}} = 1.29; A_{\min} = 0.22)$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2$$

On adopte **2HA12** soit $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

Tableau III.24: Tableau de ferrailage à l'ELU

$M_a(\text{N.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
7.41	0.161	0.392	0.220	164.4	1.29	0.22	2HA12 = 2.26

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{12.58 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

❖ **Armature de répartition:**

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

$$\phi_t = 6\text{mm}$$

Travée:

$$A_r = \frac{A_{max}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Appui:

$$A_r = \frac{A_{max}}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.56 \text{ cm}^2$$

On adopte: **2HA6 = 0.57cm²**

Espacement entre cadre (S_t) :

L'espacement des armatures transversales S_t est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{0.9h; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{A_u \times f_e}{0.4b_0} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_u \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \end{cases} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min\{0.9 \times 18 = 16.2; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(0.82 - 0.3 \times 2.1)} = 96\text{cm} \end{cases}$$

$$S_t = \min \{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\} = 16.2$$

Soit : **S_t = 15 cm**

Vérification de la bielle:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{ab_0} \end{cases} \quad \text{Avec : } a = \min \{0.9d; (40 - 4)\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3} = 108.14 \text{ KN}$

$T_u = 12.58 \text{ KN} \leq 108.14 \text{ KN}$vérifier.

Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u b_1}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{(12.58 \times 10^3) \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification des contraintes à l'ELS:

➤ En travée :

$$M_{ts}^{\max} = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

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

Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_t = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A_s(d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.57 \times (18-4) = 24.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

Calcul y :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 A_s + \eta(d-y) A_s$$

$$I = 8323.04 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.40 \times 10^6 \times 39.1}{8323.04 \times 10^4} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

➤ Appui:

$$M_{ts}^{\max} = -5.40 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

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

Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

Calcul y:

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-y)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$y = 8.16 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 A_s + \eta(d-y) A_s$$

$$I = 5093.51 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.40 \times 10^6 \times 81.6}{5093.51 \times 10^4} = 8.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.65 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

Tableau III.25 : Vérification des contraintes à l'ELS

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	δ _{bc}	δ _{bc} ≤ δ _{bc}
Travée	4.14	2.36	3.91	8323.04	2.06	CV
Appuis	-5.40	2.26	8.16	5093.51	8.65	CV

Vérification de la flèche : BAEL 91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.20}{3.45} = 0.057 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{c. n. v} \\ \frac{0.2}{3.45} = 0.057 \geq \frac{5.92}{10 \times 13.12} = 0.045 \quad \text{c. v} \\ \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{c. n. v} \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition:

❖ **Evaluation des flèches (BAEL91):**

La part de la flèche totale f_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur:

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Il faut avoir :

- $\frac{l}{500} \dots \dots \dots L \leq 5\text{m.}$
- $\frac{l}{500} + 0.5 \dots \dots \dots L \geq 5\text{m}$

$$\text{Donc : } f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3450}{500} = 6.9 \text{ mm}$$

Calcule les moments d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15 A (d - V)^2$$

$$I_0 = 72246.09 \text{ cm}^4$$

Déformation instantanée :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0.013$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho + f_{t28}} \right) \Rightarrow \mu = 0.818$$

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \mu} \quad I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 21571.851 \text{ cm}^4 ;$$

$$f_i = \frac{M L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = 0.97 \text{ cm} < f = \frac{1}{500} = 6.9 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

❖ **Ferraillage de la dalle de compression des planchers avec hourdis et corps creux :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées: **(BAEL)**

Avec: $h = 0.20 \text{ m}$ et $L = 3.45 \text{ m}$.

Les ferraillages se fait par quadratique de barres, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20cm dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 33cm dans les sens perpendiculaires aux poutrelles
- L'espace entre nervures est compris entre 53 et 8cm.

a. La section d'acier perpendiculaire aux nervures doit satisfaire:

$$\checkmark \text{ Si } 50 < L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp \text{Nervures}} \geq \frac{41}{f_e} \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Si } L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp \text{Nervures}} \geq \frac{200}{f_e} \text{ cm}^2$$

Avec : $L = 65 \text{ cm}$, $F_e = 400 \text{ MPa}$.

$$A > \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on adopte $5\emptyset 6 \text{ mm}$

$$A = 1.41 \text{ cm}^2$$

b. Les armatures parallèles aux nervures:

$$A_{\parallel \text{Nervures}} = \frac{A_{\perp \text{Nervures}}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

D'où on opte pour : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$

Donc $A_{\perp \text{Nervures}} = A_{\parallel \text{Nervures}} = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$.

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

La maille choisie de (20x 20cm) dans le sens parallèle aux nervures

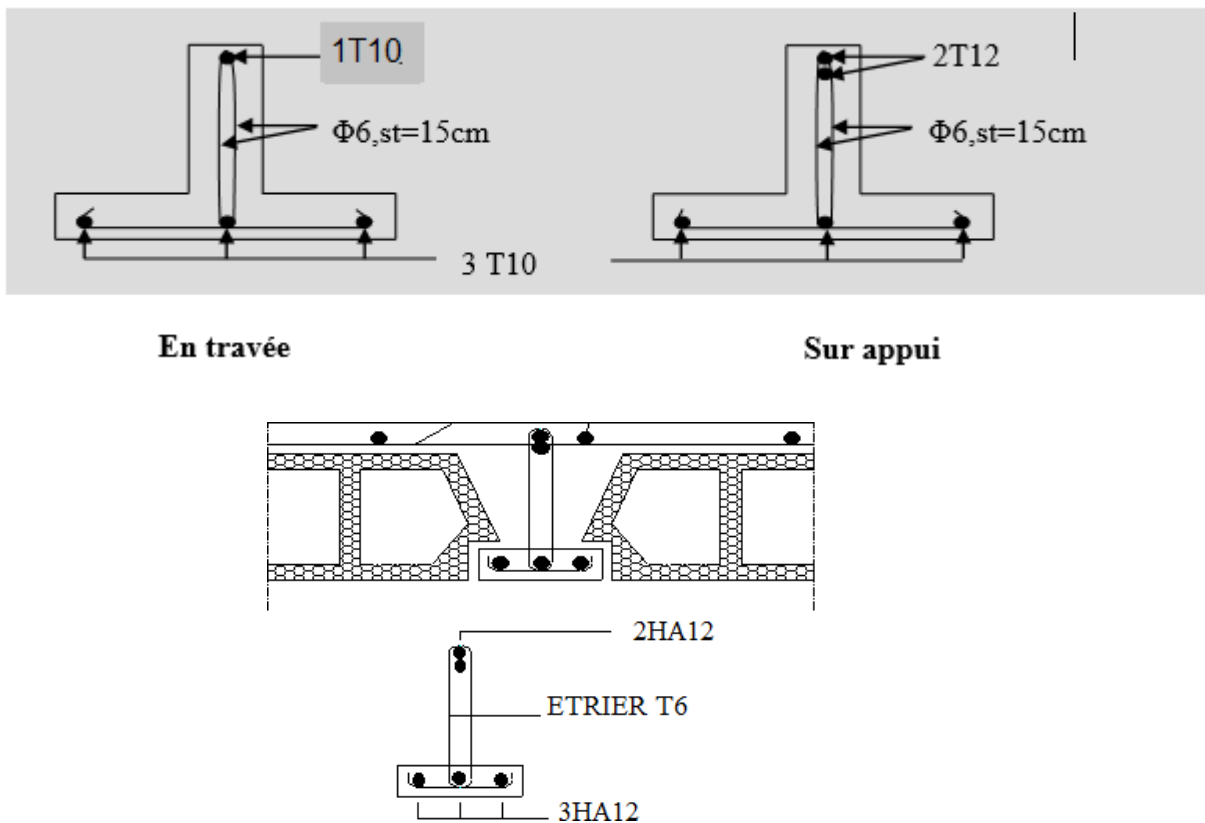


Figure III.21: Ferrailage des poutrelles

III.7 Etude de la table de compression

La table de compression sera ferrillée d'un quadrillage de barres appelées **treillis** dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

La section d'armatures perpendiculaires aux nervures doit être :

$$A \geq \frac{4L}{f_e}$$

A : La section des armatures perpendiculaires aux nervures (A: en cm^2 pour mètre de nervures).

Avec :

L : Distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65$ cm).

Si : $50 \leq L_1 \leq 80$ cm $\Rightarrow A_1 = 4L_1 / f_e$ [B.A.E.L.91]

$L_1 \leq 50$ cm $\Rightarrow A_2 = 200 / f_e$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1 = 65$ cm)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

On a: $L_1 = 65$ cm $\Rightarrow 50$ cm $\leq L_1 \leq 80$ cm

$F_e = 400$ MPa.

$\Rightarrow A_1 = 4 * 65 / 400 = 0.65$ cm².

Soit $\Rightarrow A_1 = 5\text{HA}6 \Rightarrow A_1 = 1.41$ cm².

$S_t = \frac{100}{5} = 20$.

$\Rightarrow A_2 = A_1 / 2 = 0.325$ cm².

Soit $\Rightarrow A_2 = 5\text{HA}6 = 1.41$ cm².

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre 6 ϕ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

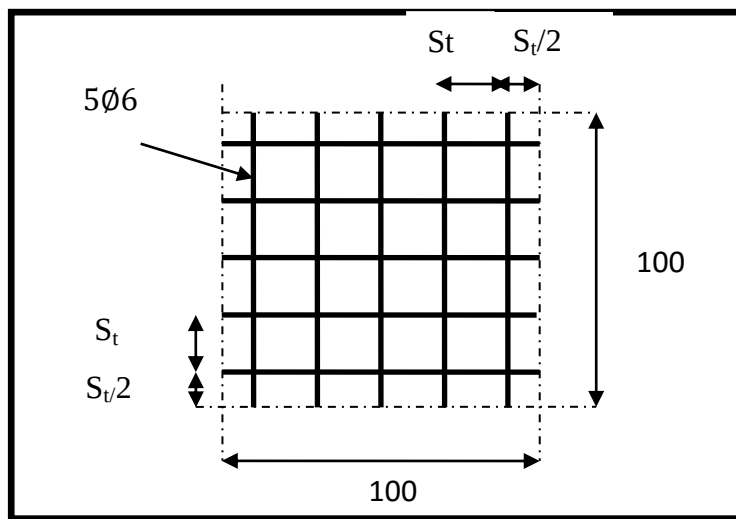


Figure III.22 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA93 et le RPA99 version 2003 .ces éléments ont été étudiés et Ferrailés

chapitre 4:Etude sismique

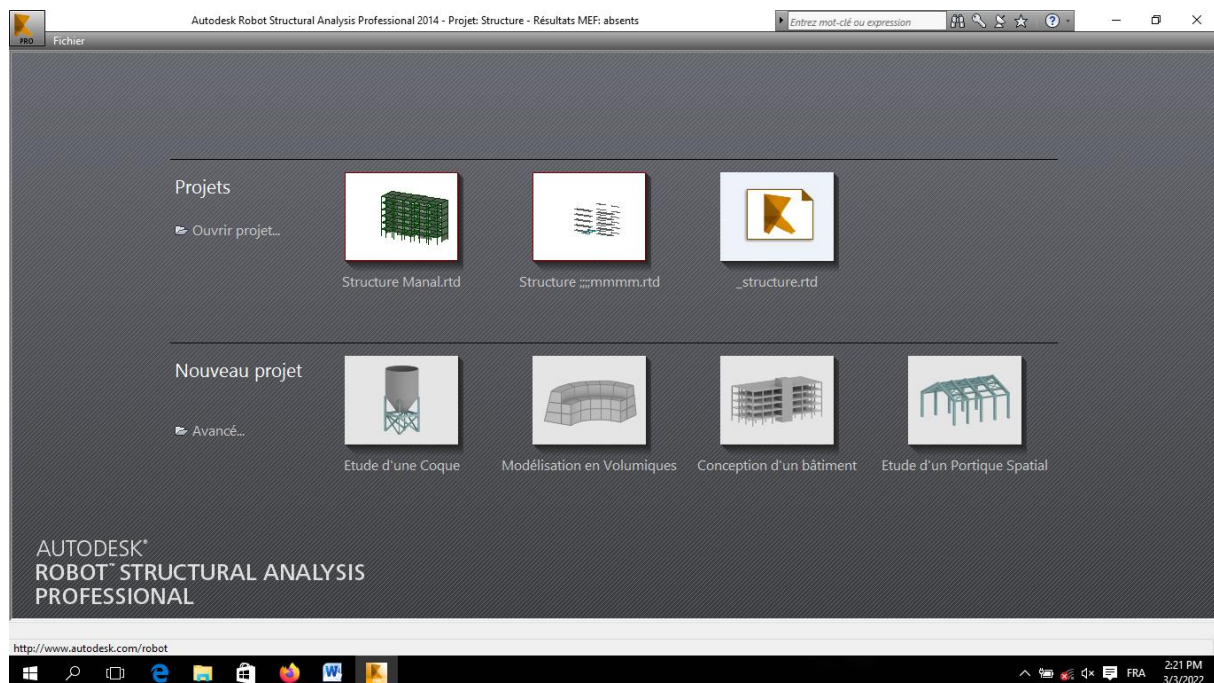
IV.1. Introduction

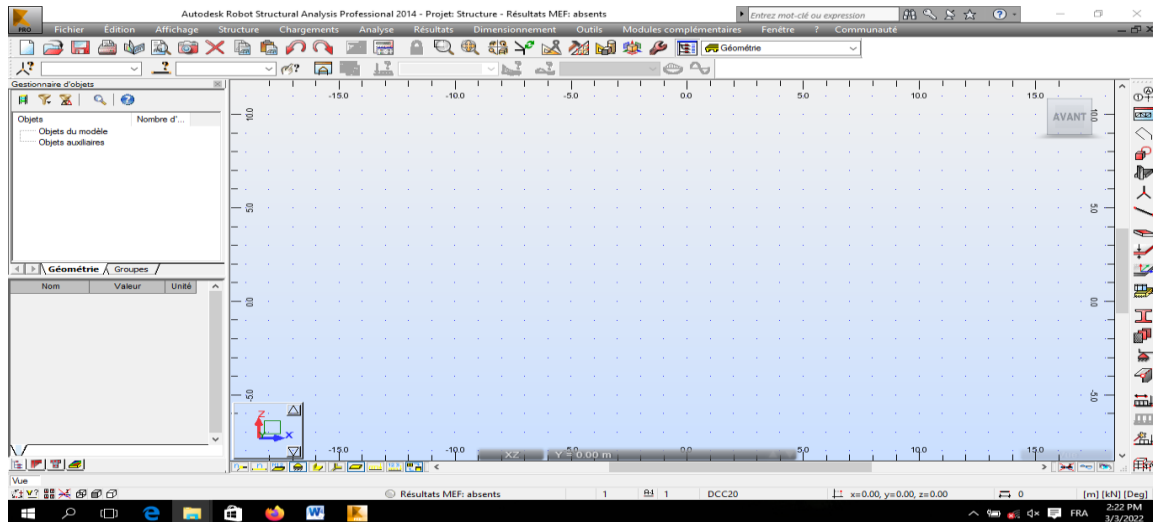
Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont: la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

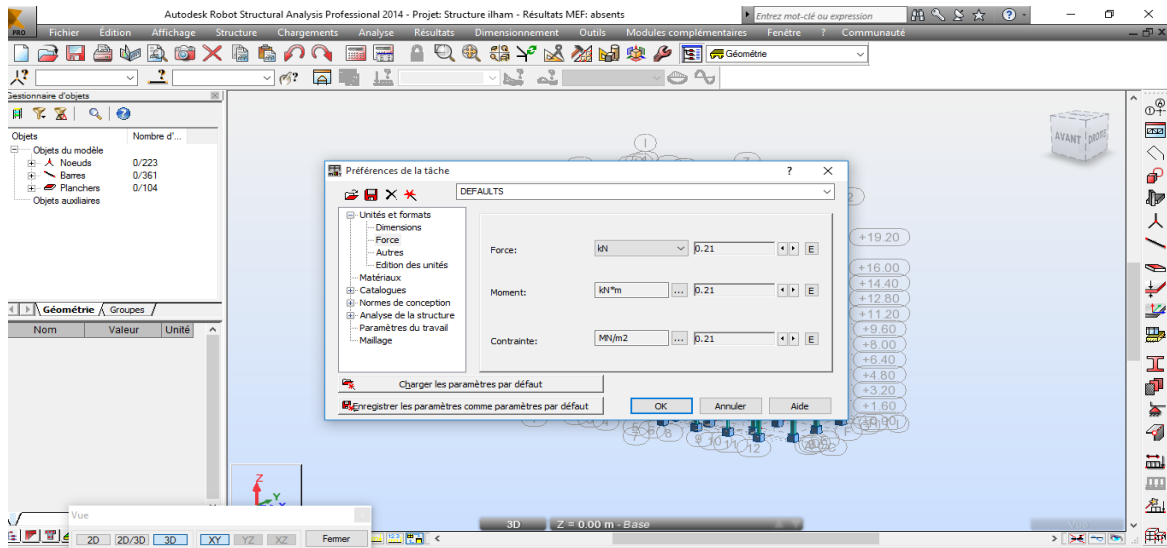
IV.2.Dessiné par Robot Structural Analysis Professional :

DEMARRAGE DE ROBOT

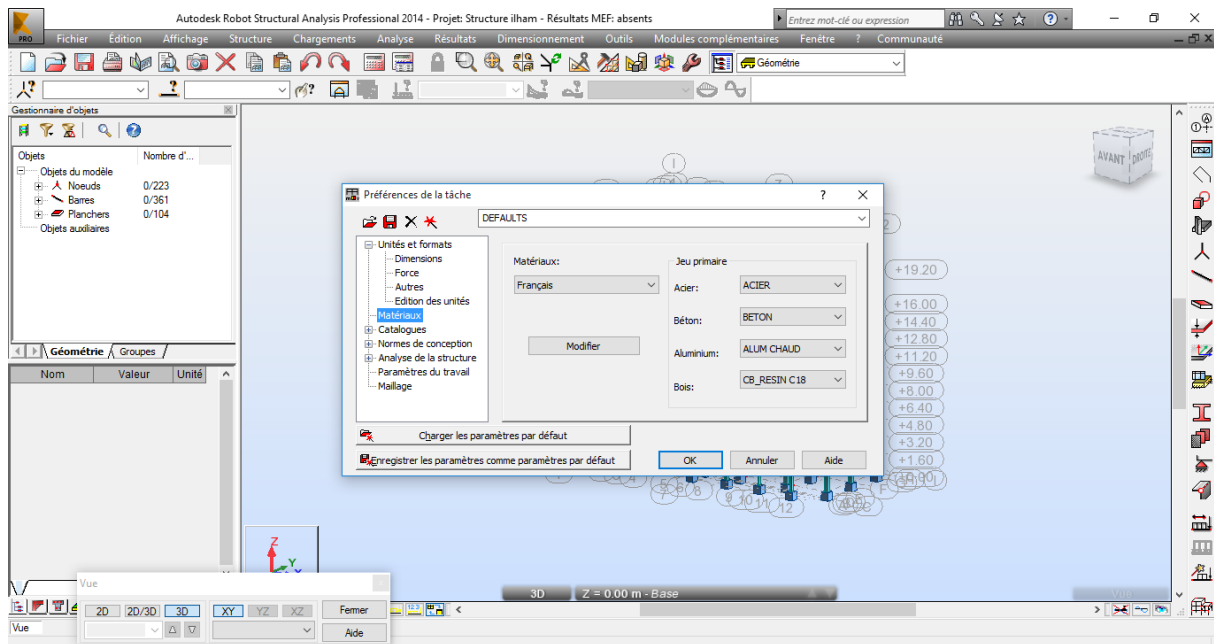




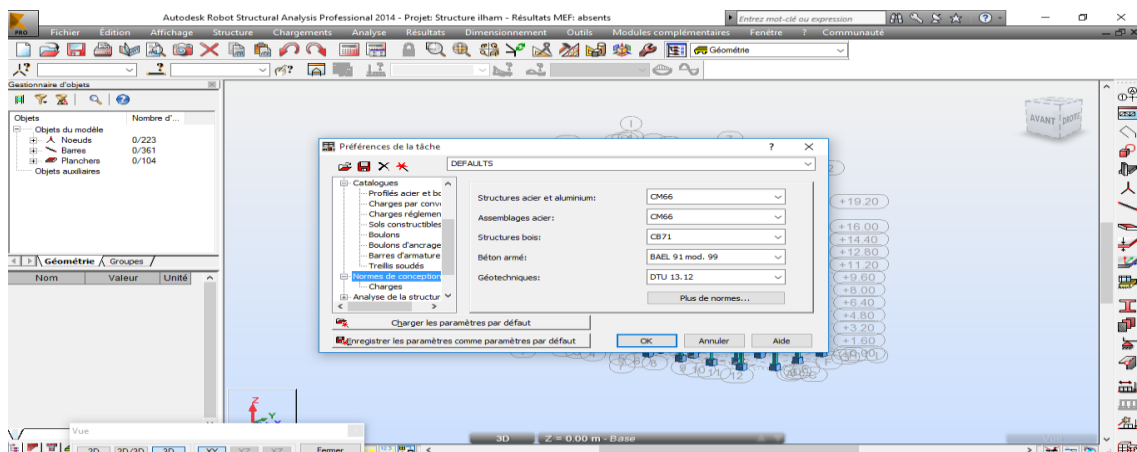
Réglage des unités :



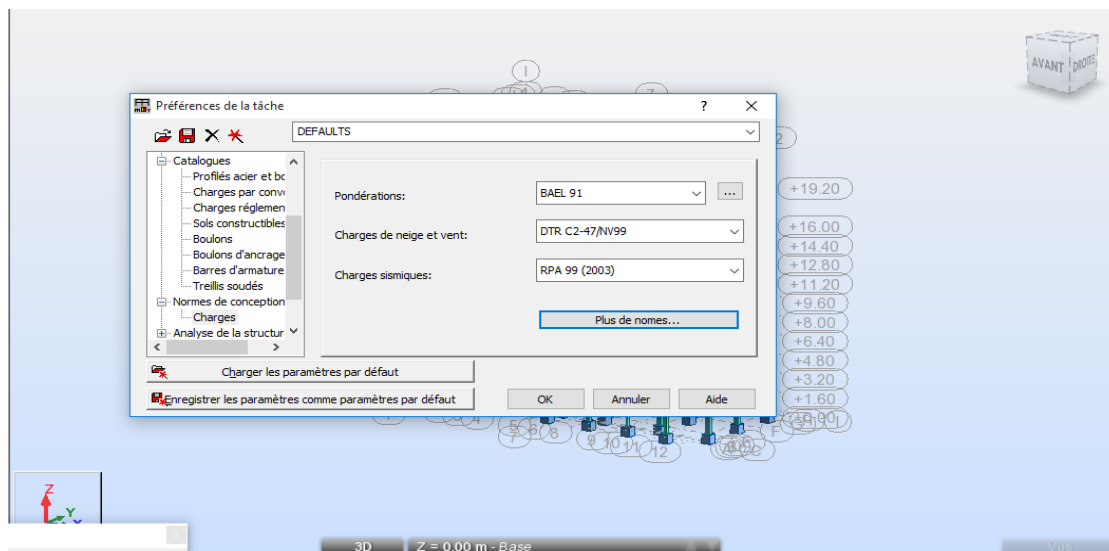
Matériaux :



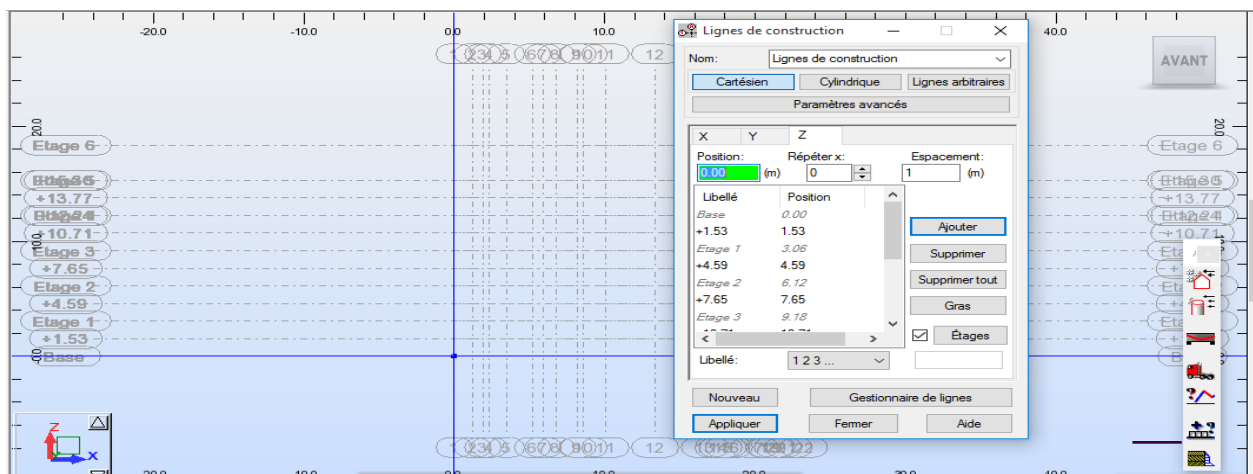
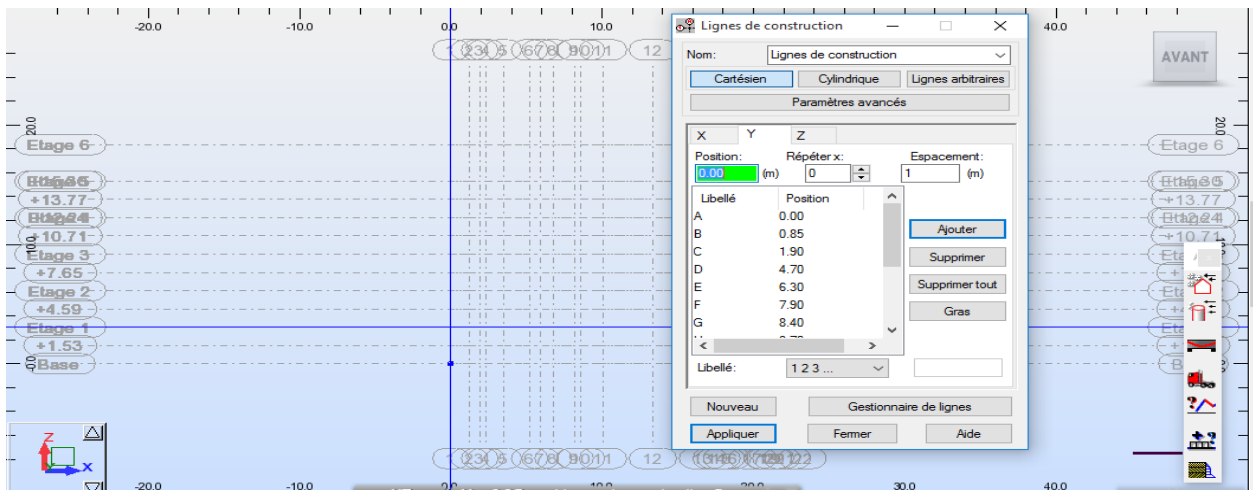
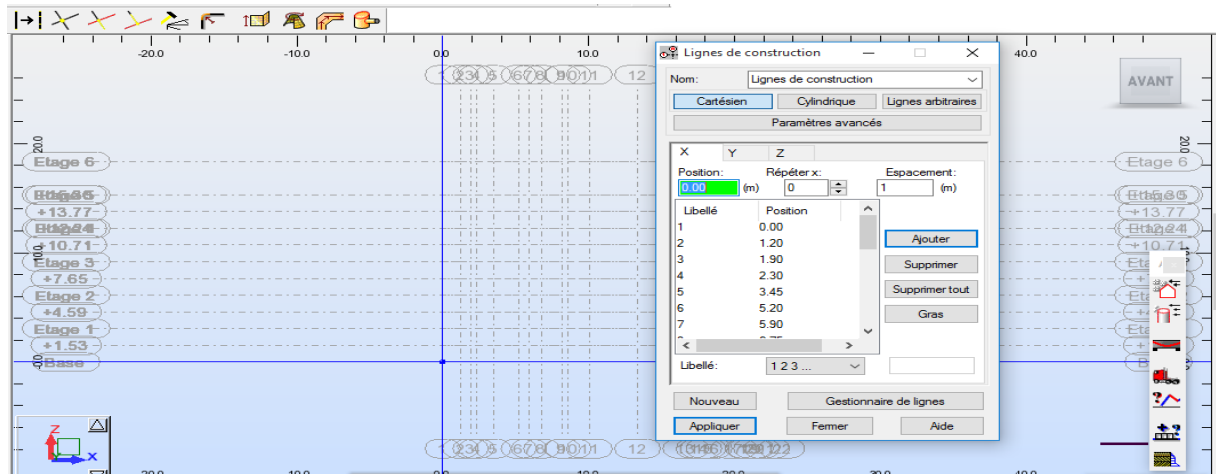
Réglage des normes :



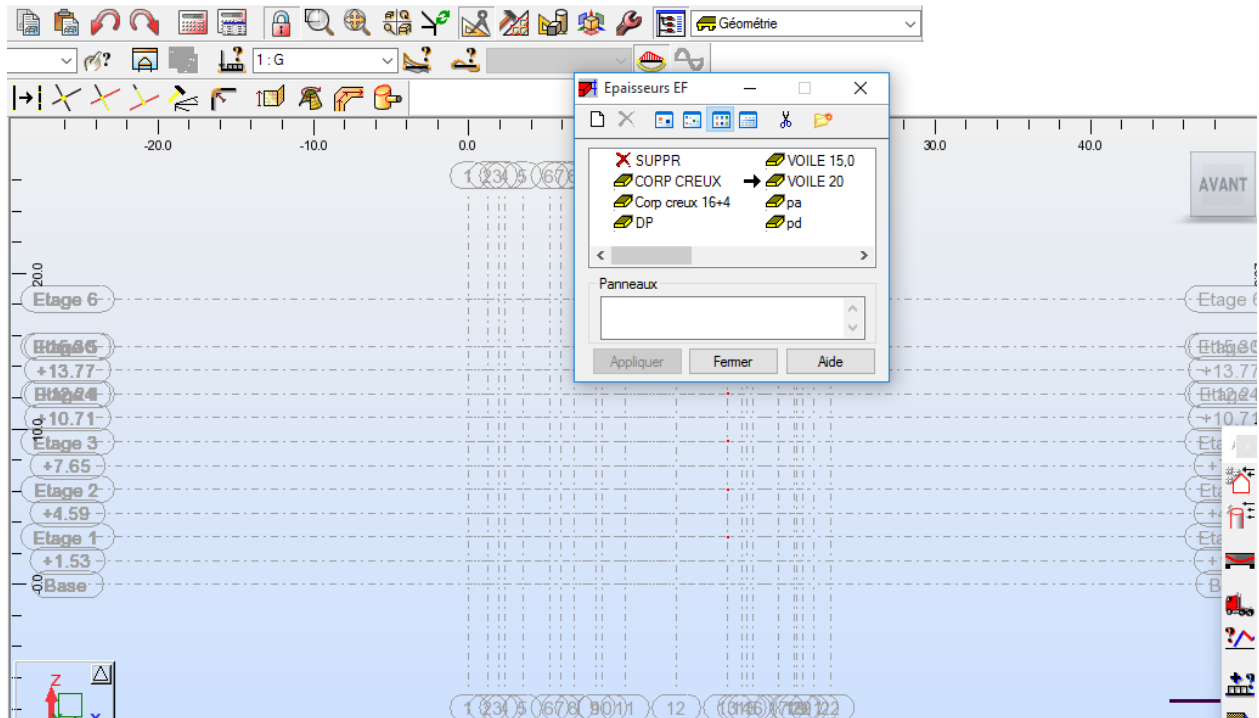
Charges :



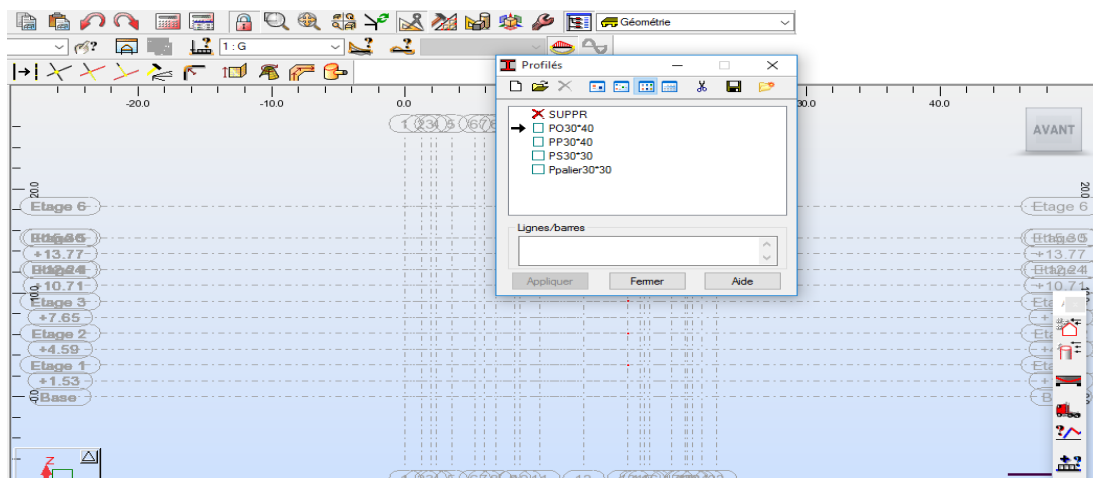
Modélisation des structures :



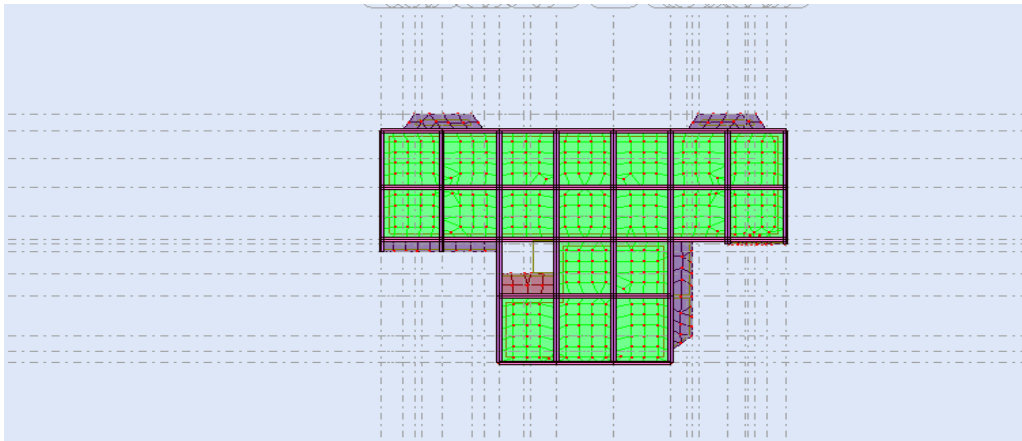
Modélisation des voiles, escaliers et dalles pleines :



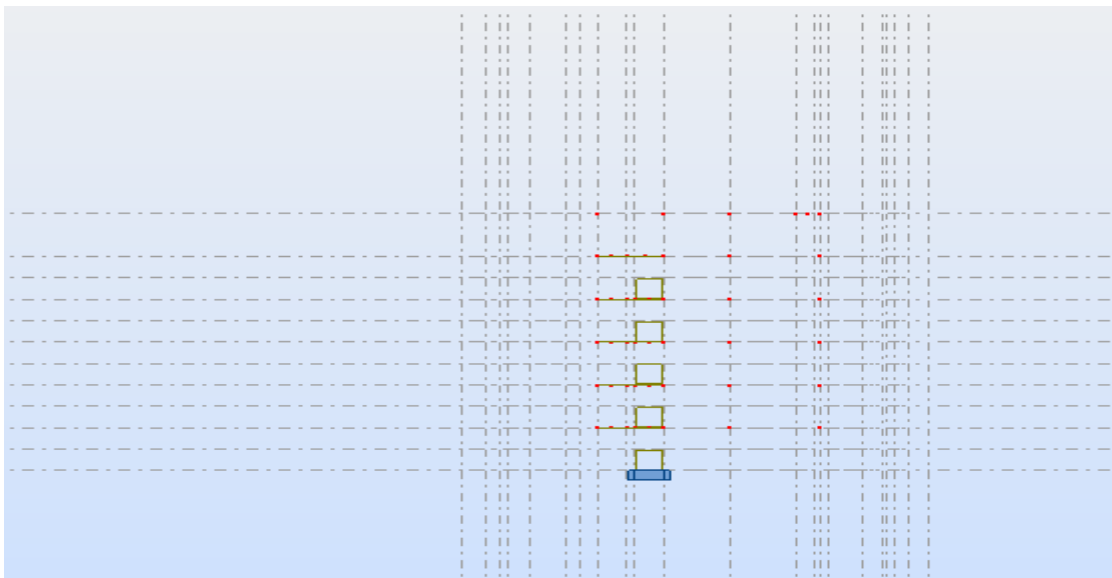
Définition des sections pour les éléments barres (poteaux et poutres) :



Dessine les dalles pleines et corps creux :

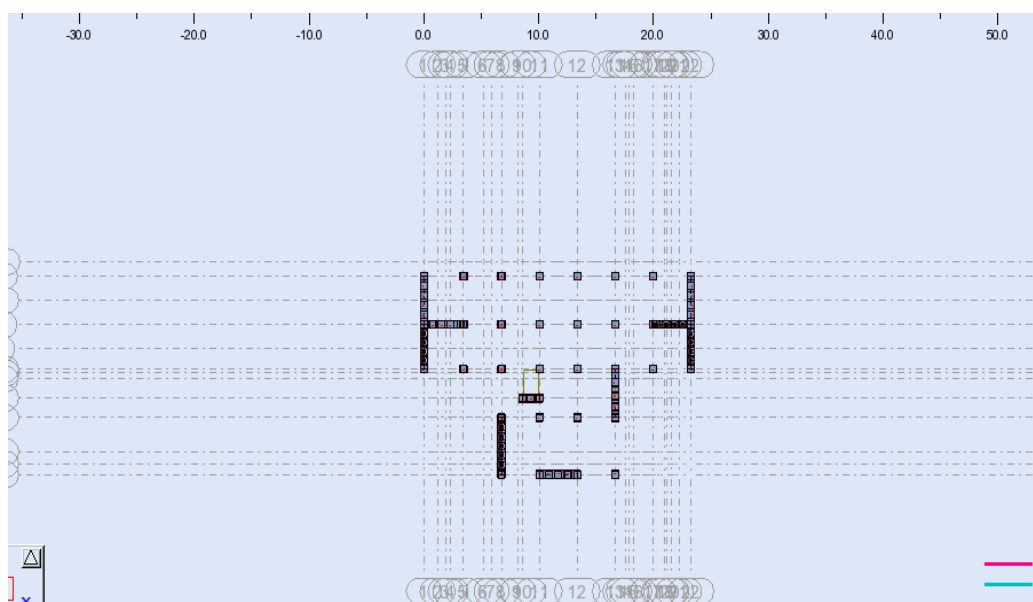


Dessin des pallie de repos et des paillasse :

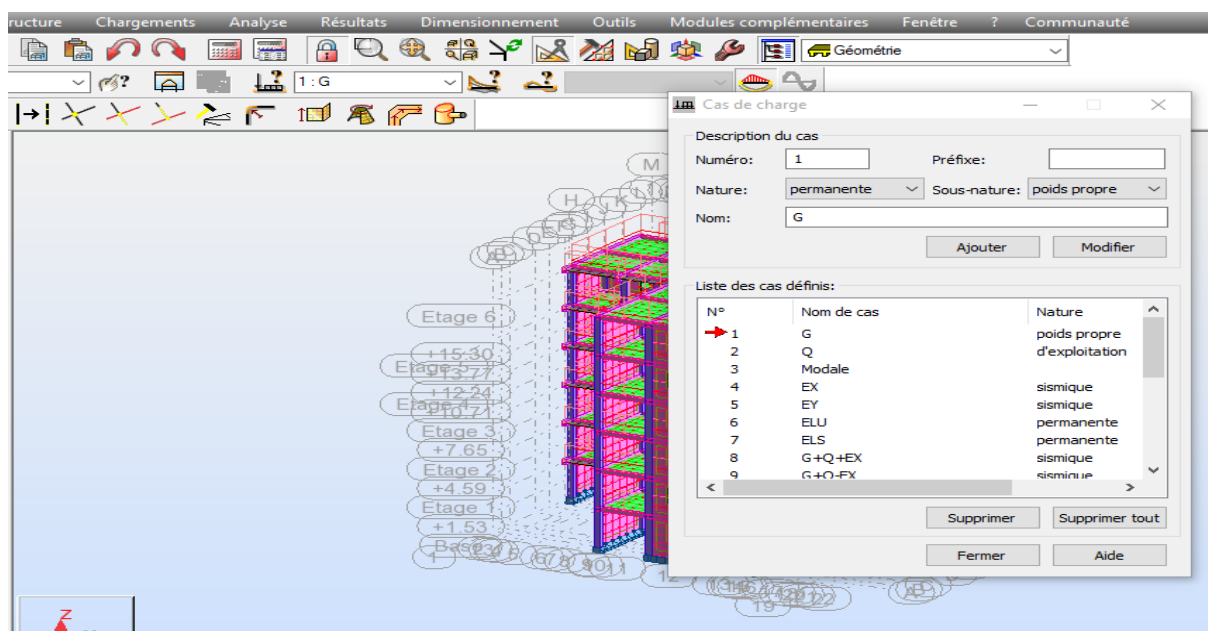


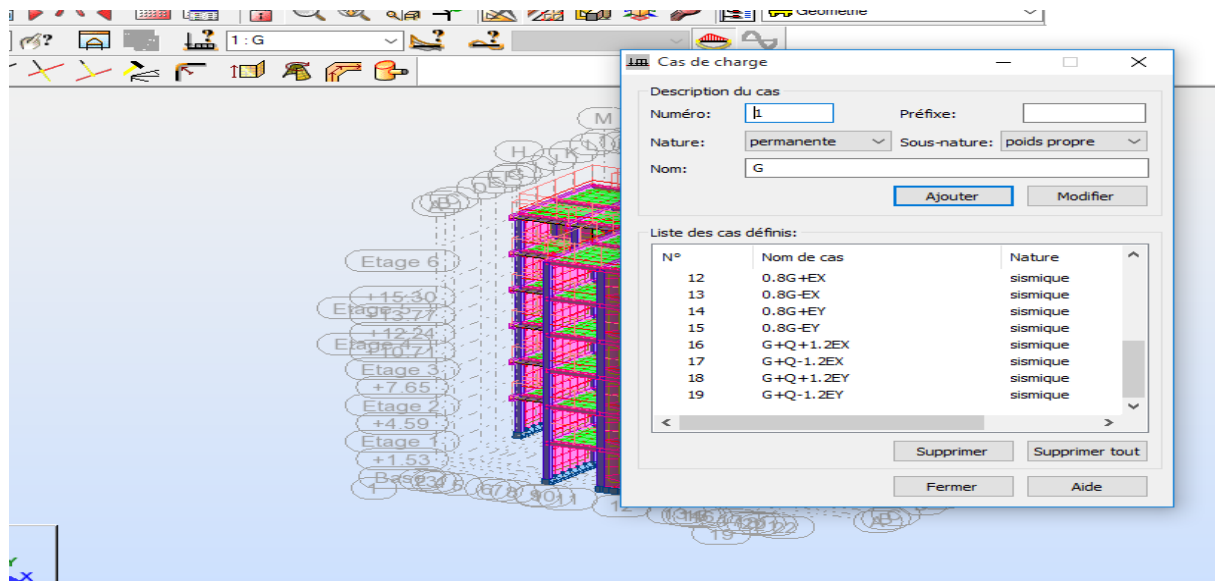
Sélectionner l'icône de définition des **Appuis**, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivants.

Appliquer et fermer et activer la vue 2D vous aurez les résultats suivants :

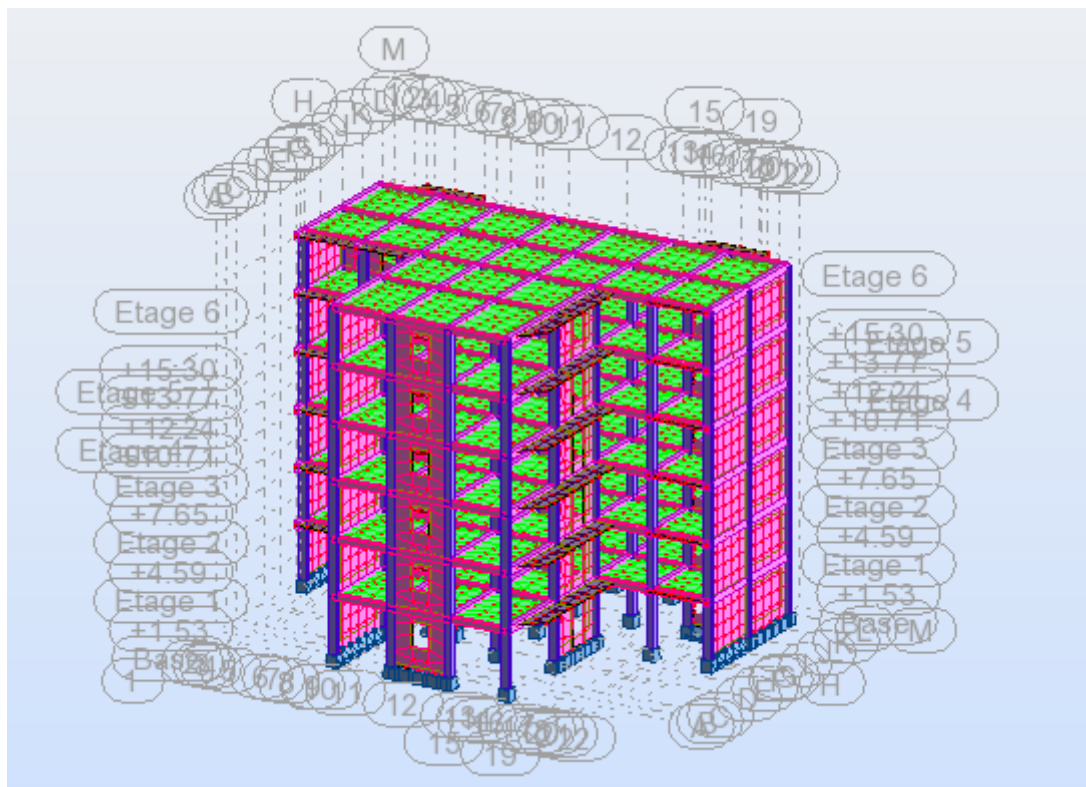


Cas de charge :





Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ROBOT V2014



IV.2. Présentation de la différente méthode d'estimation des forces sismiques

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) 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 accélérogrammes.

IV.3. Méthode statique équivalente

IV.3.1. Principe de la méthode

La méthode statique équivalente (ou méthode des forces de remplacement) qui traite seulement du 1er mode de vibration et elle néglige les autres modes, Elle fait remplacer l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictive.

Modélisation:

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

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

IV.3.3. Régularité en plan (article 3.5.1.a du RPA):

- Le bâtiment présente sensiblement une symétrie orthogonale aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre de masses ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur)
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des Contreventements verticaux pour être considéré comme indéformables dans leur plan. Pour cela la surface totale des ouvertures de plancher doit inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Régularité en élévation (article 3.5.1.b du RPA):

- Le système de contreventement ne doit pas compter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne transmet pas directement à la fondation.
- La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement, sans changement brusque, de la base au sommet du bâtiment.

- Hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.

□ **Méthode d'Analyse Modale Spectrale:**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

□ **Méthode d'Analyse dynamique par accélérogrammes:**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Modélisation de la structure :

La structure étudiée présente une irrégularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique IIa et groupe d'usage 2 $\rightarrow A = 0.15$

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(T_2 / T \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(T_2 / 3.0 \right)^{\frac{2}{3}} \left(3.0 / T \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant :

Cas n°	Système de contreventement	C^t
1	Portique auto stables en béton armé sans remplissage en	0.075
2	maçonnerie	0.085
3	Portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.050
4	Portique auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé des palés triangles et des murs en maçonnerie	

Tableau IV.1 : Valeur du coefficient C_T

$$C_T = 0.05 \rightarrow h_N = 18.36 \text{ m} \rightarrow T = 0.44 \text{ sec}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau suivant:

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_1(\text{sec})$	0.15	0.15	0.15	0.15
$T_2(\text{sec})$	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau IV.2 : valeurs de T_1 et T_2

$$T_1 = 0.15 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} \geq T = 0.44 \text{ sec} \geq 0$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV.3 : valeur de $\xi(\%)$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\xi = (7+10)/2 = 8.5\% \rightarrow \mathbf{D} = 2.05$$

R: coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement

Tableau IV.4: valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

$$R=4$$

Q: facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent la régularité en plan et en élévation la qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum P_q \quad (\text{Formule 4.4})$$

Sachant que:

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau (à noter que c'est la même dans les deux sens).

Tableau IV.5 : Valeurs des pénalités Pq.

Critère q	Observée (Oui ou Non)	Pq
1-Conditions minimales sur les files de Contreventement	Oui	0
2-Redondance en plan	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
6-Contrôles de qualité d'exécution	Non	0.10

Alors: $Q = 1 + \sum Pq$ $Q = 1 + 0.25 * Q = 1.25$

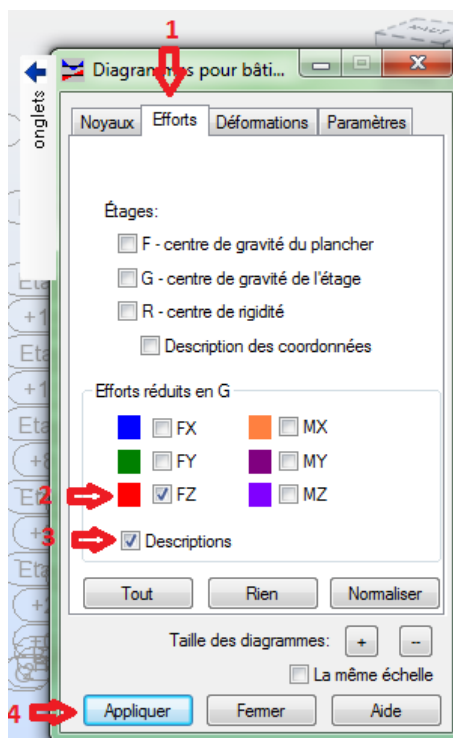
W: poids total de la structure:

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Méthode:

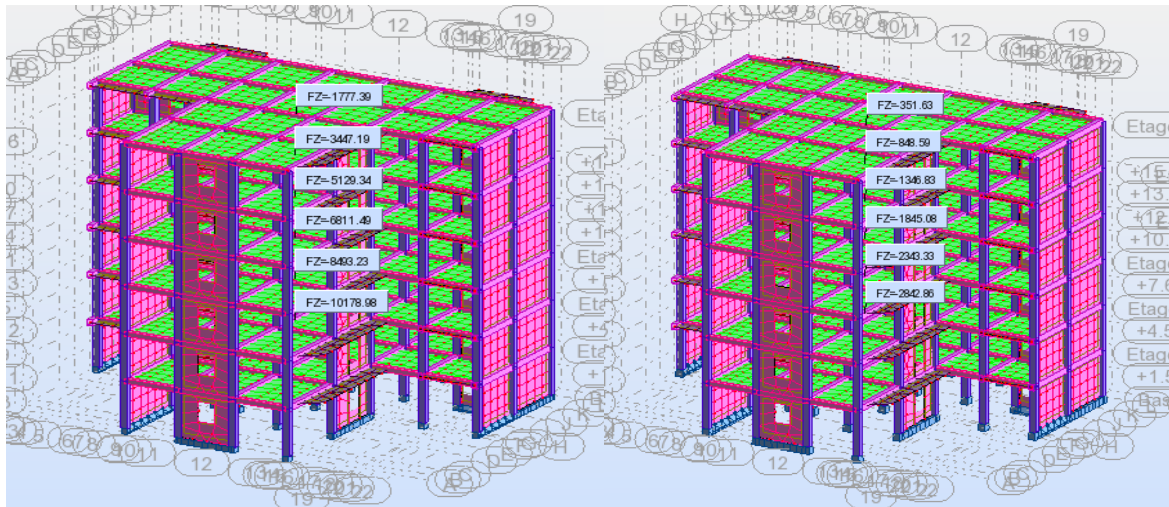
→ Cliquez sur le menu déroulant: → Résultats → Diagrammes-bâtiment

La boîte de dialogue s'ouvrira et on fera les réglages suivants:



→ Dans la fenêtre cas de charge on choisi:

- Le cas 1: G: le poids dû a la charge G « W_G »
- Puis Le cas 2: Q: le poids dû a la surcharge Q « W_Q »



On peut donc calculer le poids total de la structure :

$$W_T = 10178.98 + 0.2 \times 2842.86 = 10747.55 \text{ KN}$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure:**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

T : période fondamentale de la structure; donné par la formule ci-dessus utilisée spécifiquement, pour les systèmes de contreventement assuré par:

1^{ère} formule:

On peut aussi calculer T par la formule empirique suivante:

$$T = C_T \cdot H_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Formule 4.6 du RPA})$$

H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) = 18.36 m

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le Tableau (4.6 du RPA).

$$C_T = 0.05 \quad T = 0.05 (18.36)^{3/4} = 0.44s$$

2^{ème} formule:

Pour les systèmes de contreventement assuré par :

- Des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.
- Des voiles en partie ou dans sa totalité, des palées triangulés et des murs de maçonnerie

$$T = 0.09H_n\sqrt{L}$$

Avec :

L: dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

H_n: la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

Sens longitudinal:

D'où; $L_x = 23.55\text{m}$ donc $T_x = 0.09(18.36/\sqrt{23.55}) = 0.34\text{s}$

Sens transversal:

D'où; $L_y = 18\text{m}$ donc $T_y = 0.09(18.36/\sqrt{18}) = 0.38\text{s}$

Donc :

$$T_x = \min (0.44 \text{ sec}; 0.34 \text{ sec}) = 0.34 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (0.44 \text{ sec}; 0.38 \text{ sec}) = 0.38 \text{ sec}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{x,st} = 1.3 \times 0.34 = 0.442 \text{ sec} \\ T_{y,st} = 1.3 \times 0.38 = 0.494 \text{ sec} \end{cases}$$

• **Calcul de Facteur d'amplification D**

Donc le facteur d'amplification dynamique moyens D_x et D_y , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit:

Sens longitudinal:

On a: $0 \leq T \leq T_2 \longrightarrow 0 \leq 0.34 \leq 0.5 \text{ s}$

$$D_x = 2,5 \eta$$

$$D_x = 2.05$$

Sens transversal:

On a: $0 \leq T \leq T_2 \longrightarrow 0 \leq 0.38 \leq 0.5 \text{ s}$

$$D_y = 2,5\eta$$

$$D_y = 2.05$$

• **Calcul de La force sismique totale:**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

A: Coefficient d'accélération de zone. Donnée par tableau 4.1 suivent la zone sismique et le groupe du bâtiment

R:Coefficient de comportement global de la structure.

D:Facteur de d'amplification dynamique de la structure. En fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T)

Sens Longitudinal:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.25}{4} \times 10747.55 = 1032.77 \text{KN}$$

Sens Transversal :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.25}{4} \times 10747.55 = 1032.77 \text{KN}$$

IV.4. Etude dynamique

• **Disposition des voiles :**

Les dispositions des voiles dans un bâtiment peuvent être facilement utilisées pour la résistance à une force latérale. Les concepteurs des structures sont souvent en mesure de conseiller les architectes sur les endroits les plus souhaitables pour les murs de contreventements, afin d'optimiser la résistance sismique.

La disposition des voiles doit être symétrique de façon à minimiser les excentricités qui peuvent engendrer des torsions comme modes fondamentaux.

- Le côté économique et architecturale des bâtiments doit être sauvegarder.
- La disposition des voiles doit être continue sur toute la hauteur du bâtiment

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessus

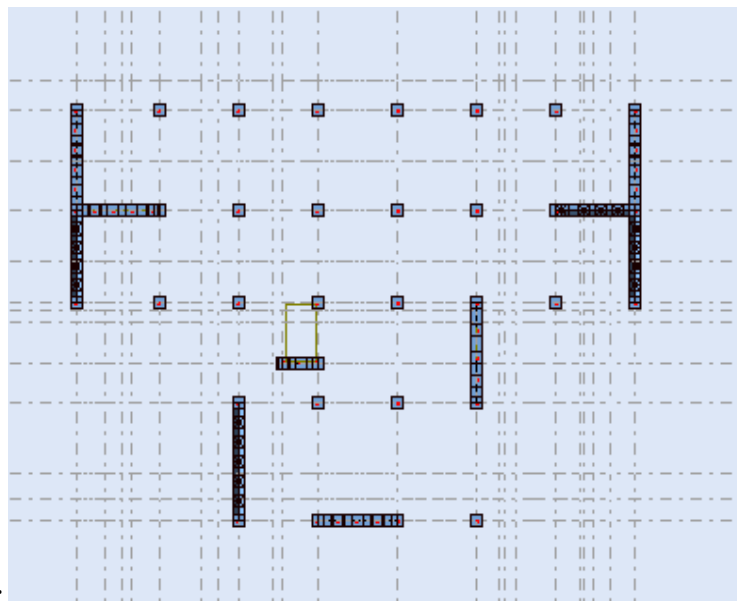


Figure IV.1 : Disposition des voiles proposés.

Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ROBOT.V2014. Nous représentons sur ces trois figures les trois premières modes de vibrations de notre structure.

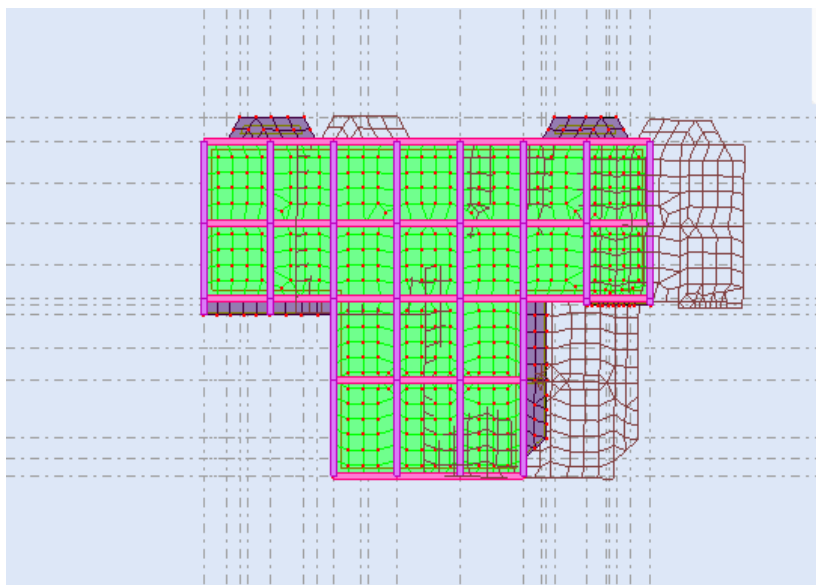


Figure IV.3 : Mode 1 translation selon X-X

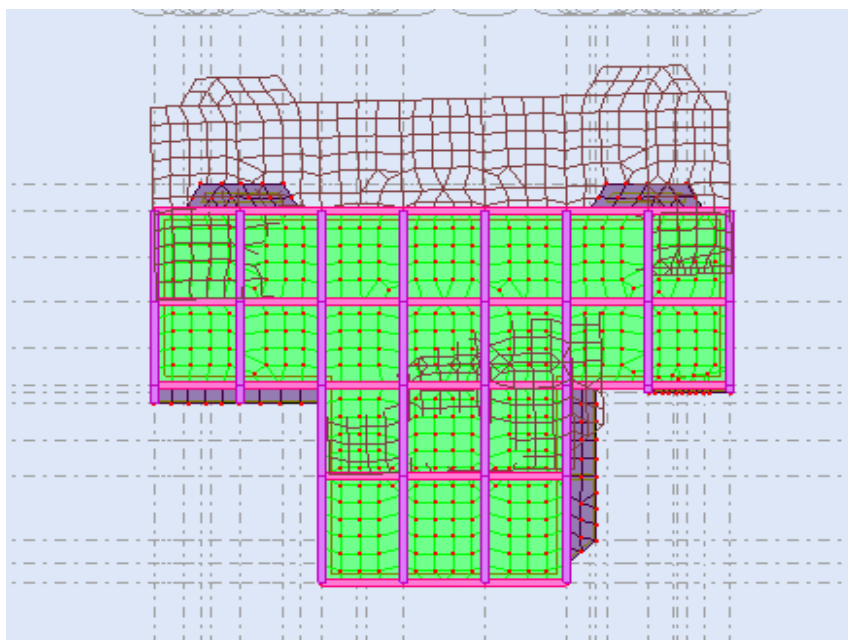


Figure IV.4 : Mode 2 translation selon Y-Y

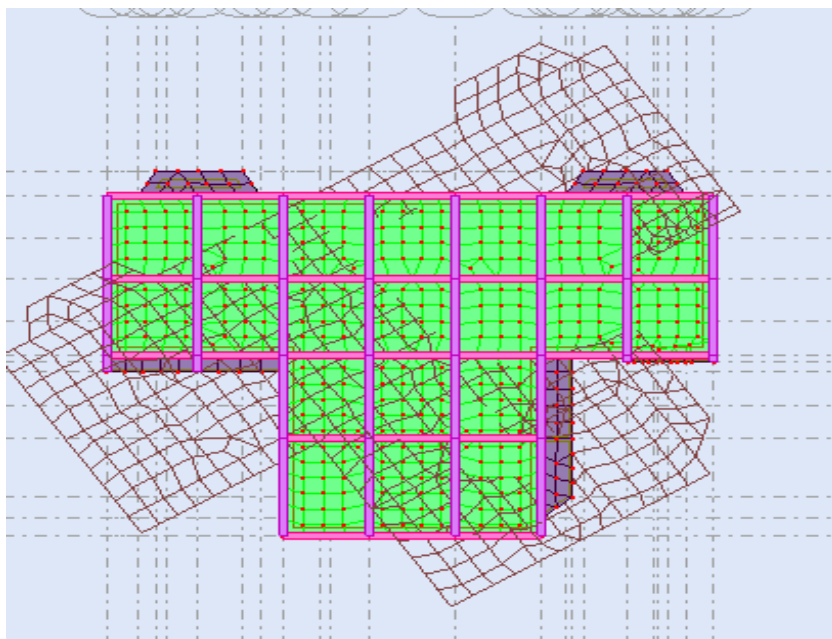


Figure IV.2 : Mode 3 rotation au tour de l'axe-z

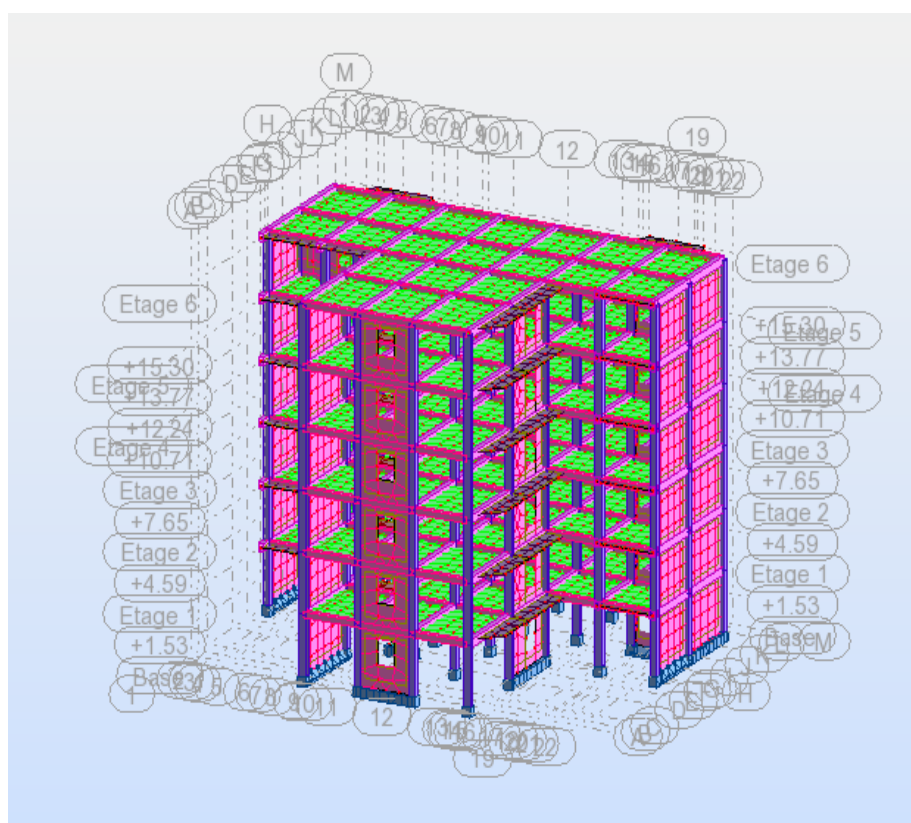


Figure IV.3 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel ROBOT V2014

• Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions 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.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3N \text{ et } T_k \leq 0.2 \text{ sec} \quad \text{RPA(4-14)}$$

N: Nombre des niveaux.

T_k: La période du mode K.

Le nombre de modes à considérer est: 10 modes.

Tableau IV.6 : Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.33	72.85	0.00	72.85	0.00	1095945.50	1095945.50
3/ 2	0.19	72.86	70.90	0.01	70.90	1095945.50	1095945.50
3/ 3	0.13	72.89	71.06	0.03	0.15	1095945.50	1095945.50
3/ 4	0.09	91.31	71.06	18.41	0.00	1095945.50	1095945.50
3/ 5	0.04	91.31	91.97	0.00	20.91	1095945.50	1095945.50
3/ 6	0.04	96.66	91.97	5.36	0.00	1095945.50	1095945.50
3/ 7	0.03	96.67	92.03	0.01	0.06	1095945.50	1095945.50
3/ 8	0.03	98.77	92.03	2.11	0.00	1095945.50	1095945.50
3/ 9	0.02	99.56	92.03	0.79	0.00	1095945.50	1095945.50
3/ 10	0.02	99.56	97.13	0.00	5.10	1095945.50	1095945.50

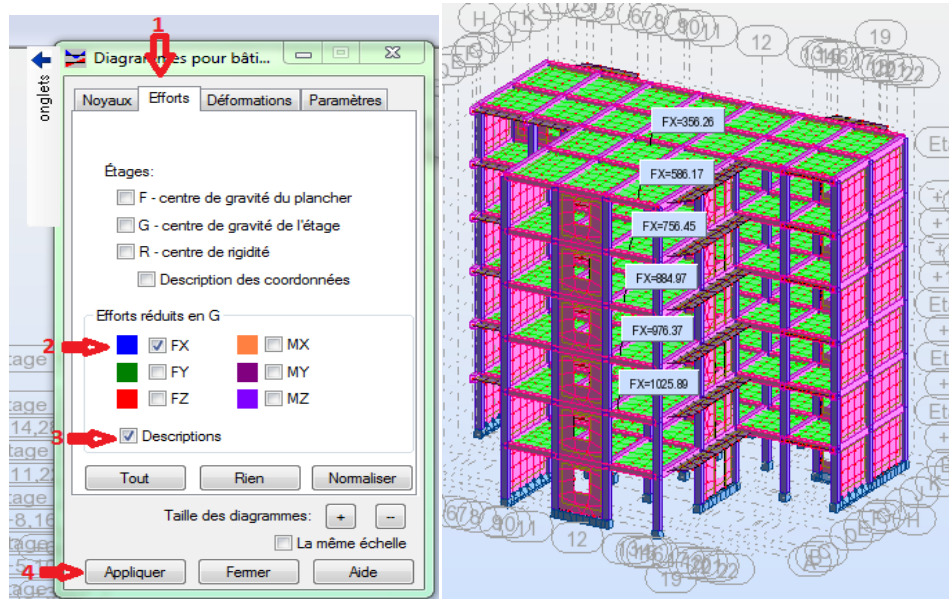
Analyse des résultats

On remarque que la période fondamentale de vibration est supérieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon xx, et le deuxième selon yy

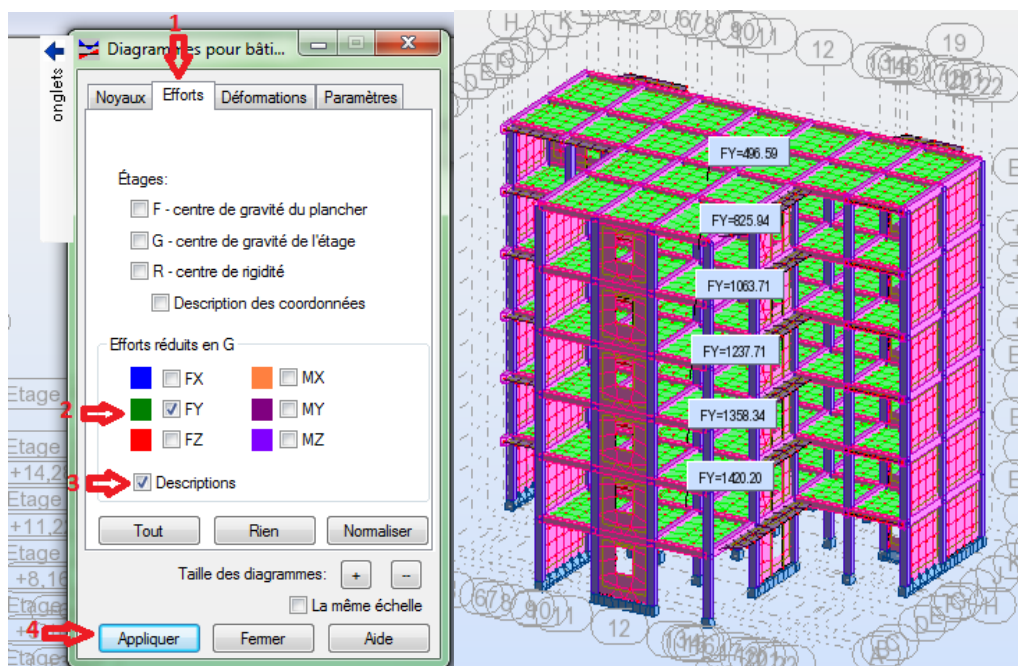
La force sismique V dynamique a la base Méthode :

→ Cliquez sur le menu déroulant : → Résultats → Diagrammes-bâtiment

La boîte de dialogue s'ouvrir et en faire les réglages suivants :



Sens x



Sens y

→ Dans la fenêtre cas de charge on choisi:

- Le cas 4: E_x : les valeurs de la résultante des forces sismique suivant la direction x apparaitre pour chaque étage
- Puis Le cas 5: E_y : les valeurs de la résultante des forces sismique suivant la direction y apparaitre pour chaque étage

Direction	0.8 V_{statique} (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	Constatacion
Sens x	826.21	1025.89	Condition vérifié
Sens y	826.21	1420.20	Condition vérifié

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Caractéristiques géométriques et massiques de la structure:

Centre de masse et centre de torsion:

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, maçonnerie extérieur). Les coordonnées du centre de masse sont données par la méthode suivante:

→ Cliquez sur le menu déroulant : → Résultats → Etages

On cliquant sur la feuille → valeurs

- Les coordonnées de centre de masse $G(x,y,z)$ apparaitre sur la quatrième colonne
- Les coordonnées de centre de torsion $R(x,y,z)$ apparaitre sur la cinquième colonne

Tableau IV.7 : Centre de masse et de centre de torsion

Plancher	XG	YG	XR	YR
RDC	11.54	10.39	11.16	11.19
1er Etage	11.54	10.39	11.16	11.19
2eme Etage	11.54	10.39	11.16	11.19
3eme Etage	11.54	10.39	11.16	11.19
4eme Etage	11.54	10.39	11.16	11.19
5eme Etage	11.60	10.44	11.16	11.29

Calcul de l'excentricité:

L'excentricité C est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 1- Excentricité théorique.
- 2- Excentricité accidentelle

L'excentricité théorique :

$$e_x = |XG - XR| \quad ; \quad e_y = |YG - YR|$$

L'excentricité accidentelle :

$$e_{acc} = 0.05 \times L$$

L: étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Tableau IV.8 : vérification de l'excentricité

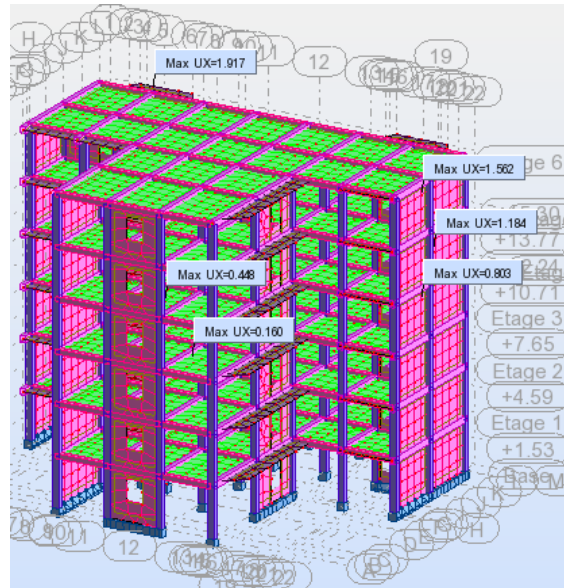
Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		$e_{theorique} < e_{acc}$
RDC	0.38	0.80	1.16	0,88	Condition vérifié
1er Etage	0.38	0.80	1.16	0,88	Condition vérifié
2eme Etage	0.38	0.80	1.16	0,88	Condition vérifié
3eme Etage	0.38	0.80	1.16	0,88	Condition vérifié
4eme Etage	0.38	0.80	1.16	0,88	Condition vérifié
5eme Etage	0.44	0.85	1.16	0,88	Condition vérifié

Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme :

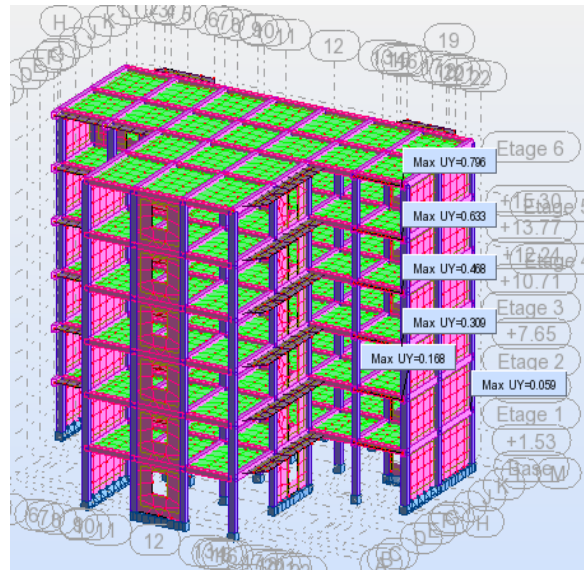
Tableau IV.9 : effort tranchant

Plancher	Ux (cm)	Uy (cm)	Vx (KN)	Vy (KN)
RDC	0.160	0.059	1025.89	1420.20
1er Etage	0.448	0.168	976.37	1358.34
2eme Etage	0.803	0.309	884.97	1237.71
3eme Etage	1.184	0.468	756.45	1063.71
4eme Etage	1.562	0.633	586.17	825.94
5eme Etage	1.917	0.796	356.26	496.59

1. Les déplacements :



Sens x



Sens y

Calcul des déplacements:

D'après l'article (**Art 5.10**) du **RPA99**, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_k : déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

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

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

<i>Plancher</i>	U_x (m)	δ_k (m)	$\Delta k(m)$	U_y (m)	δ_k (m)	$\Delta k(m)$	$\Delta k(m)$
<i>RDC</i>	0.00160	0.00640	0.00160	0.00059	0.00236	0.00059	0.0306
<i>1er Etage</i>	0.00448	0,01952	0.00328	0.00168	0.00672	0.00109	0.0306
<i>2eme Etage</i>	0.00803	0,03212	0.00355	0.00309	0.01236	0.00141	0.0306
<i>3eme Etage</i>	0.01184	0,04736	0.00381	0,00468	0,01872	0.00159	0.0306
<i>4eme Etage</i>	0.01562	0,06248	0.00378	0.00633	0,02532	0.00165	0.0306
<i>5eme Etage</i>	0.01917	0.07668	0.00355	0.00796	0.03184	0.00163	0.0306

Tableau IV-10 : Vérification des déplacements au sens (X-X) et (Y-Y)

Le règlement parasismique algérien « RPA 99 version 2003 » impose un déplacement admissible qui de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage. Pour notre cas soit égale a 0.0306 pour notre étages, comme est indiquer dans la dernière colonne du tableau précédant.

A partir de l'analyse des résultats de déplacement horizontal calculé pour chaque niveau de la structure et suivant les deux directions on constate :

Les déplacements horizontal de chaque niveau dans la direction x sont plus grande que celle de la direction y, qui peut être justifie par le système de contreventement que nous avons dispose que dans la direction y, qui rigidifie la structure et induit des faible déplacements dans cette direction. Par contre dans la direction x la structure est plus souple qui conduit a des grandes valeurs de déplacements.

Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

Vérification au renversement:

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

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que:

$$\sum W_k \cdot b_i > \sum F_k \cdot h_k$$

$\sum F_k \cdot h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique

Avec :

F_k : La somme des forces sismique a chaque étage k

h_k : La hauteur d'étage k

$\sum W_k \cdot b_i$: Le moment stabilisant sera calculé an compte le poids totale de la construction

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k : $W_k = W_{kG} + \beta W_{kQ}$

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent

W_{kQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation

b_i : Le centre de gravité de la structure

Sens x :

Plancher	W_k (KN)	B_i (m)	$W_k \times B_i$	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \times h_k$
RDC	10747.55	11.54	124026.72	49.52	3.06	151.53
1er Etage	8961.89	11.54	103420.21	91.40	3.06	279.68
2eme Etage	7180.50	11.54	82862.97	127.87	3.06	391.28
3eme Etage	5398.70	11.54	62300.99	160.93	3.06	492.45
4eme Etage	3616.90	11.54	41739.02	239.91	3.06	734.12
5eme Etage	1847.71	11.60	21433.43	356.26	3.06	1090.16
$\sum W_k \cdot b_i$			435783.34	$\sum F_k \cdot h_k$		3139.22

Sens y:

Plancher	W_k (KN)	B_i (m)	$W_k \times B_i$	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} \times h_k$
RDC	10747.55	10.39	111666.04	61.86	3.06	189.29
1er Etage	8961.89	10.39	93114.03	120.63	3.06	369.13
2eme Etage	7180.50	10.39	74605.40	174	3.06	532.44
3eme Etage	5398.70	10.39	56092.49	238.71	3.06	730.45
4eme Etage	3616.90	10.39	37579.59	328.41	3.06	1004.93
5eme Etage	1847.71	10.44	19290.09	496.59	3.06	1519.57
$\sum W_k \cdot b_i$			392347.64	$\sum F_k \cdot h_k$		4345.81

Pour que le bâtiment soit stable au renversement; il faut vérifie la relation suivante :

$$\frac{M_S = \sum W_k \cdot b_k}{M_R = \sum F_k \cdot h_k} > 1.5$$

Sens x :

M_S	M_R	M_S/M_R	Constatation
435783.34	3139.22	138.82	Condition vérifié

Tableau IV-11 : Vérification au renversement au sens X-X

Sens y:

M_S	M_R	M_S/M_R	Constatation
392347.64	4345.81	90.28	Condition vérifié

Tableau IV-12 : Vérification au renversement au sens Y-Y

JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

Sens x :

Plancher	P_k (KN)	Δk_x (m)	V_{kx} (KN)	h_k (m)	θ	$\theta < 0.10$
RDC	10747.55	0.00160	1025.89	3.06	0,0054	CV
1er Etage	8961.89	0.00328	976.37	3.06	0,0098	CV
2eme Etage	7180.50	0.00355	884.97	3.06	0,0094	CV
3eme Etage	5398.70	0.00381	756.45	3.06	0.0088	CV
4eme Etage	3616.90	0.00375	586.17	3.06	0.0075	CV
5eme Etage	1847.71	0.00355	356.26	3.06	0.0060	CV

Tableau IV-14: Vérification de l'effet P-Δ au sens X-X

Sens y :

Plancher	Pk (KN)	Δk_y (m)	Vky (KN)	hk (m)	Θ	$\theta < 0.10$
RDC	10747.55	0.00059	1420.20	3.06	0.0014	CV
1er Etage	8961.89	0.00109	1358.34	3.06	0.0023	CV
2eme Etage	7180.50	0.00141	1237.71	3.06	0.0026	CV
3eme Etage	5398.70	0,00159	1063.71	3.06	0.0026	CV
4eme Etage	3616.90	0,00165	825.94	3.06	0.0023	CV
5eme Etage	1847.71	0.00163	496.59	3.06	0.0019	CV

Tableau IV-15: Vérification de l'effet P- Δ au sens Y-Y

Donc : $\theta < 0.10$, on peut négliger l'effet du 2^o ordre (ou effet P- Δ) dans toutes les niveaux du bâtiment

IV.9 L'effort normal réduit dans les poteaux:

Selon l'Art (7.4 .3 .1) de RPA [1], dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante:

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec:

N_d : Effort normal de compression

B_c : Section du béton comprimé

Si la condition n'est pas vérifiée sur un des éléments d'un étage, cela veut dire que l'élément en question ne résiste pas face à l'effort de séisme et doit changer le pré dimensionnement définie précédemment.

Selon le CBA, dans le chapitre B.8.2 [4], (combinaisons d'actions à considérer) dans l'Article B.8.2.2 (Poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme), il y a ce qui suit: "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par le DTR.BC 2.48 auxquelles il ya lieu de se référer. Donc pour un ouvrage avec des voiles (mixte) on utilise les combinaisons suivantes:

G + Q+ E

0,8G $\pm$ E

Tableau IV-15:Vérification de l'effort normal réduit

Poteau x	Br(m ²)	N _a (KN)	v	Observati on
30×40	0.120	754.51	0.2 5	C.V

Justification du système de contreventement :

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003. On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprisent par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous:

✓ Sous charges verticales:

Tableau IV.16 : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques

Niveau	Charges (KN)		Pourcentage %	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	-6978,74	-3200,24	66	34
1	-5697,12	-2796,12		
2	-4504,68	-2306,81		
3	-3341,38	-1787,96		
4	-2201,36	-1245,83		
5	-1097,63	-679,76		

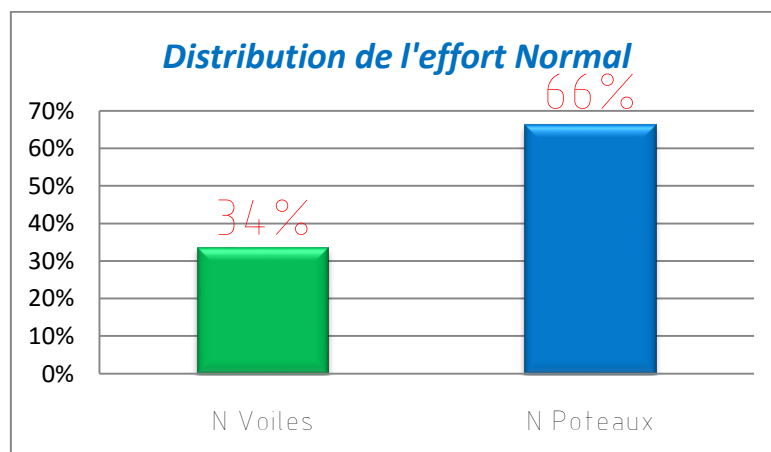


Figure IV.6 : Disposition du voile proposés distribution de l'effort normal

- ✓ **Sous charges horizontales**
- ✓ **Tableau IV-17 : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques**

Niveau	Charges (KN)				Pourcentage %			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _x (KN)	F _y (KN)	F _x (KN)	F _y (KN)	F _x (KN)	F _y (KN)
RDC	213,91	811,98	110,07	1310,13	29	18	09	91
1	192,38	783,99	90,85	1267,49				
2	230,29	654,67	100,9	1136,81				
3	239,96	516,5	101,57	962,15				
4	221,14	365,03	94,69	731,25				
5	229,78	126,48	86,08	410,51				

F_x: La charge horizontale suivant X.

F_y: La charge horizontale suivant Y.

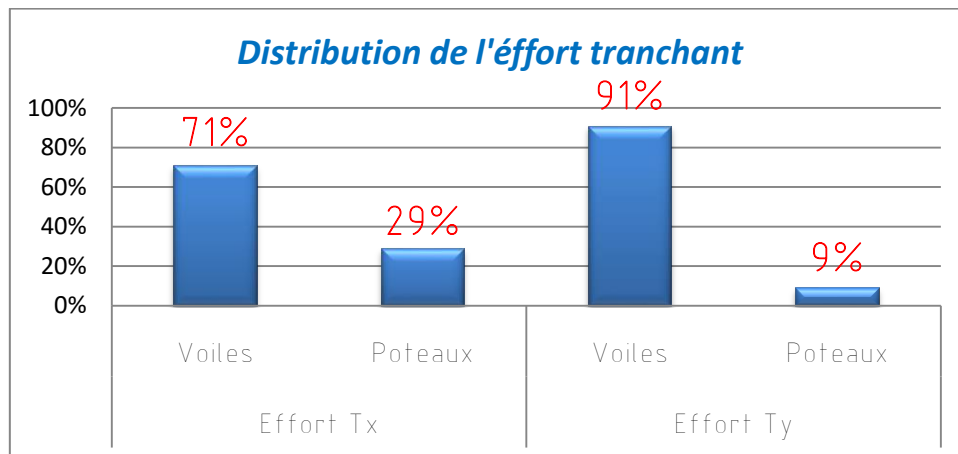


Figure IV.7 : distribution de l'effort tranchant

Donc la valeur de comportement R= 4 proposée au début de la modélisation est juste

Distribution des forces sismique selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4. 2.5 RPA99V2003).

$$V_{dy} = F_t + \sum F_i \quad (\text{formule 4.12 du RPA})$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$F_t = 0.07 \cdot T \cdot V$$

$$\text{Si } T > 0.7 \text{ sec}$$

$$F_t = 0$$

$$\text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec On a : } T = 0.34 \quad F_t = 0$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j} \quad (\text{Formule 4.11 du RPA})$$

Avec:

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

Tableau IV.18: Distribution de la résultante des forces sismiques pour chaque étage selon l'axe x

Niveau	W_j	h_j	$\sum_1^6 W_i h_i$	$V - F_t$	F_i
RDC	10747.55	3.06	32887.50	1025.89	49.52
1^{ère} étage	8961.89	6.12	54846.76	1025.89	91.40
2^{ème} étage	7180.50	9.18	65916.99	1025.89	127.87
3^{ème} étage	5398.70	12.24	66080.08	1025.89	160.93
4^{ème} étage	3616.90	15.30	55338.57	1025.89	239.91
5^{ème} étage	1847.71	18.36	33923.95	1025.89	356.26
Total			308993.85	Total	1025.89

$$V_{dy} = \sum F_i = 1025.89 \text{ KN}$$

Tableau IV.19 : Distribution de la résultante des forces sismiques pour chaque étage selon l'axe y

Niveau	W_j	h_j	$\sum_1^6 W_i h_i$	V- F_t	F_i
RDC	10747.55	3.06	32887.50	1420.20	61.86
1^{ère} étage	8961.89	6.12	54846.76	1420.20	120.63
2^{ème} étage	7180.50	9.18	65916.99	1420.20	174
3^{ème} étage	5398.70	12.24	66080.08	1420.20	238.71
4^{ème} étage	3616.90	15.30	55338.57	1420.20	328.41
5^{ème} étage	1847.71	18.36	33923.95	1420.20	496.59
Total			308993.85	Total	1420.20

$$V_{dy} = \sum F_i = 1420.20 \text{ KN}$$

IV.5. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons satisfait toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux

Chapitre V:

Ferraillage des éléments principaux

V.1 Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles ,liés rigidement et capable la totalité des forces verticales et horizontale (ossature auto stable). Les poteaux et les voiles sont soumise à des effort normaux, des efforts tranchants et à des moment fléchissant et seront donc calculés en flexion composée

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

Après l'évaluation des charges et surcharges revenait à chaque élément de la structure porteuse du bâtiment étudié (poteaux, poutres et voiles) vient le calcul du ferraillage .ce dernier est réalisé en respectant les règles de calcul en vigueur en Algérie (CBA93 BAEL91 et RPA99 /2003

V.2 Caractéristiques mécanique

V. 2.1 ETUDE des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les Sollicitation (effort normaux fléchissant) à la base de la structure.

Leur ferraillage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations Les plus défavorables introduites dans le logiciel ROBOT dans l'ordre suivant :

- ✓ (RPA99/2003)
- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ Moment maximum et effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

Les combinaisons utilisées pour la détermination de sollicitations précédentes sont :

- ✓ 1.35G+1.5Q.....1
- ✓ G+Q±Ex.....2
- ✓ G+Q±Ey.....3
- ✓ 0.8G±Ex.....4
- ✓ 0.8G±Ey.....5

V.2.2 Ferraillages des poteaux

V5.2.2.1 Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ leur pourcentage minimale sera de : 0,8% (zoneIIa).
- ✓ Leur pourcentage maximale sera de:

- 4% en zone courante.
- -6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur de recouvrement est de 5Φ
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40 (zone II).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser: 25 cm (zone IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, 60\right)$$

b_1 et h_1 : La section du poteaux considéré

h_e : La hauteur d'étage.

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL 91 modifiée 99

Et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit:

$$\begin{cases} S_t \leq \min\{0.9h; 40\text{cm}\} \\ \Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_1\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \leq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4\text{MPa}\right) \end{cases} \quad \text{Selon BAEL 91 (Article)}$$

A_t : Section d'armatures transversales

B : Largeur de la section droit

H : La hauteur de la section droite

S_t : Espacement des armatures transversales

Φ_t : Diamètre des armatures transversales

Φ_1 : Diamètre des armatures longitudinales

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec:

A_t : Section d'armatures transversales

S_t : Espacement d'armatures transversales

T_u : Effort tranchant à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales

h : La hauteur totale de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant

Dans la zone nodale: $t \leq \min(10\Phi_1, 15\text{cm})$ en zone 1 et 2

Dans la zone courant: $t \leq \min 15\Phi_1$en zone 1 et 2

V. 2.1.2 Détermination des armatures transversales:

Les armatures transversales seront calculées suivant les conditions du RPA99.

a) Condition de R.P.A.99

- La quantité d'armature transversal minimale en zone III est donnée par:

$$\frac{A_t}{s_t \cdot b} = \begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ \frac{10}{\lambda^2} & \text{si } 3 \leq \lambda \leq 5 \\ 0,9\% & \text{si } \lambda < 3 \end{cases}$$

Ou:

λ : l'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{l_f}{a}$)

- L'espacement entre les armatures transversales est donné par :

- zone recouvrement : $S \leq 10 \text{ cm}$
- zone de courant : $S_t \leq \min(b/2, h/2, 10\phi)$

V.2.3 Calcule Ferraillage des poteaux

Tableau V.1: Ferraillage des poteaux sous combinaisons ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$)

	Poteau $N^{\max} \Rightarrow M^{\text{cor}}$			
Niveau	Section	F_x	$M_{\max}(\text{KN} \cdot \text{m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
RDC, 1 ^{er} à 5 étages	30× 40	754.51 Barre 21 Cas 6	27.72	-20.09

Tableau V.2: Ferraillage des poteaux sous combinaison ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$)

	Poteau ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corre}}$)			
Niveau	Section	F_x	$M_{\max}$	$T_{\max}(\text{KN})$
RDC, 1 ^{er} à 5 étages	30× 40	-742.23 Barre 18 Cas13	-21.72	35.81

Tableau V.3: Ferraillage des poteaux sous ($M_{corres} \rightarrow N_{max}$)

	Poteau ($M_{max} \rightarrow N_{corres}$)			
Niveau	Section	F_x	M_{max}	T_{max} (KN)
RDC, 1 ^{er} à 5 étages	30× 40	543.97	33.06 Barre 495 Cas 9	-23.38

V.2.3.1 Armature longitudinales

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC et les reste des résultats de ferraillage des autres niveaux seront donnés dans un récapitulatif. On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction

➤ 1^{er} cas : $N_{max} \rightarrow M_{corres}$

$$N_{max} = 754.51 \text{ KN}$$

$$M_{corresp} = 27.72 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = -20.09 \text{ KN}$$

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_0 : Excentricités de la résultante,

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure,

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

- Calcul l'excentricité de la résultante

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{27.72}{754.51} = 0.036 \text{ m} = 3.6 \text{ cm}$$

- Calcul l'excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right)$$

L: Longueur de la pièce (BAEL)

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250} \text{ cm} \right)$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.036 + 0.02 = 0.056 \text{ m}$$

- Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre:

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée a la déformation de la structure pour déterminer

l'excentricité du second ordre,

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

$$\rightarrow \frac{2.14}{0.4} \leq \max \left(15 ; 20 \frac{0.056}{0.4} \right)$$

$$5.35 \leq (15; 2.83) \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc le calcul se fait dans la flexion composée, On détermine e_2 l'excentricité due aux effets du second ordre: (CBA93)

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{h10^4}(2+\alpha\Phi) = \frac{3 \times 2.14^2}{0.4 \times 10^4} (2+0.80 \times 2) = 0.012$$

$$\Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{16.7}{4.15 + 16.7} = 0.80$$

Donc :

$$e_t = e_1 + e_2 = 0.056 + 0.012 = 0.068 \text{ m} = 6.8 \text{ cm}$$

$$M_2 = (N_u - (b \times h \times f_{bu})) \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (754.51 - (0.3 \times 0.4 \times 14.17)) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right)$$

$$M_2 = 754.23 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') \times (b \times h \times f_{bu})$$

$$M_3 = 754.51 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) (0.3 \times 0.4 \times 14170) = -53.39 \text{ KN.m}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times b \times h^2 \times f_{bu} + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.871h - d') b \times h \times f_{bu}}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 0.3 \times 0.4^2 \times 14170 + 754.51 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - 27.72}{(0.871 \times 0.4 - 0.04) (0.3 \times 0.4 \times 14170)} = 0.66$$

Donc $\Psi \leq 0.66$: La section est partiellement tendue et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple;

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

$$M_{ua} = 27.72 + 754.51 \left(0.36 - \frac{0.4}{2} \right) = 148.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{148.44 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.269$$

$$\mu_{bu} = 0.269 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.269 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.4011 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.302 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \delta_s} = \frac{148.44 \times 10^6}{302 \times 347.8} = 1413.23 \text{ mm}^2 = 14.13 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1413.23 - \frac{754.51 \times 10^3}{347.8} = -756.14 \text{ mm}^2 = 7.56 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corress}}$

$$N_{\min} = -742.32 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = -91.72 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 35.81 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{-91.72}{-742.32} = 0.123 \text{ m}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = (36 - \frac{40}{2}) \rightarrow 12.3 < 16 \text{ cm}$$

$$M_u = +N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_G \right) = -742.32 \times \left(0.36 - \frac{0.4}{2} + 0.123 \right) = -210.07 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{(d - d')\sigma_s} = \frac{-91.72 \times 10^6}{(360 - 40)347.82} = 824 \text{ mm}^2 = 8.24 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{-742.32}{347.82} + 824.06 = -1309.94 \text{ mm}^2 = 13.09 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 21.33 \text{ cm}^2$$

Calcul $A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 8.4 \text{ cm}^2$$

3^{ème} cas : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corress}}$

$$M_{\max} = 33.06 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corresp}} = 543.97 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = -23.38 \text{ KN}$$

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec:

e_0 : Excentricités de la résultante,

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure,

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

- Calcul l'excentricité de la résultante

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{33.06}{543.97} = 0.060 \text{ m} = 6 \text{ cm}$$

- Calcul l'excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right)$$

L : Longueur de la pièce (BAEL)

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{306}{250} \right)$$

$$e_a = 2\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.06 + 0.02 = 0.08\text{m}$$

- Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre:

L'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure .pour détermine l'excentricité du second ordre,

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

$$\rightarrow \frac{2.14}{0.4} \leq \max \left(15 ; 20 \frac{0.08}{0.4} \right)$$

$$5.35 \leq (15 ; 4) \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée

On déterminee₂ l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93) e_2

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{h10^4} (2 + \alpha\Phi) = \frac{3 \times 2.14^2}{0.4 \times 10^4} (2 + 0.80 \times 2) = 0.012$$

$$\Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{16.7}{4.15 + 16.7} = 0.80$$

Donc :

$$e_t = e_1 + e_2 = 0.012 + 0.08 = 0.09\text{m} = 9\text{cm}$$

$$M_2 = (N_u - (b \times h \times f_{bu})) \left(\frac{h}{2} - d' \right) = (543.97 - (0.3 \times 0.4 \times 14.17)) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right)$$

$$M_2 = 543.68\text{KN.m}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') \times (b \times h \times f_{bu}) = 543.97 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) (0.3 \times 0.4 \times 14170) = -87.0873$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times b \times h^2 \times f_{bu} + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.871h - d') b \times h \times f_{bu}}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 0.3 \times 0.4^2 \times 14170 + 543.97 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - 33.06}{(0.871 \times 0.4 - 0.04) (0.3 \times 0.4 \times 14170)} = 0.58$$

Donc $\Psi \leq 0.58$: La section est partiellement tendue et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple;

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

$$M_{ua} = 33.06 + 543.97 \left(0.36 - \frac{0.4}{2} \right) = 120.09\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{120.09 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.217$$

$$\mu_{bu} = 0.217 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.217 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.309 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \delta_s}$$

$$A_u = \frac{120.09 \times 10^6}{315 \times 347.8} = 1096.14 \text{ mm}^2 = 10.96 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1096.14 - \frac{543.97 \times 10^3}{347.8} = 364.80 \text{ mm}^2 = 3.64 \text{ cm}^2$$

Après le calcul des sections longitudinale dans les 3cas ; on obtenu la combinaison plus défavorable

La section d'acier minimale:

Selon BAEL91:

$$A_{\min} = \max(4\text{cm de périmètre}; 0.2\% \cdot b \cdot h) = \max(8.4; 2.4) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 8.4 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} = \frac{1200 \times 2.1}{400} = 6.3 \text{ cm}^2 \text{ Selon RPA99/Version 2003:}$$

$$A_{\min} = 0.9\% \times b \times h \rightarrow A_{\min} = 0.009 \times 30 \times 40$$

$$A_{\min} = 10.8 \text{ cm}^2$$

La section d'acier maximale :

Selon BAEL91 :

$$A_{\max} = 5\% \times b \times h = 5\% \times 30 \times 40 = 60 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/Version 2003 :

En zone courante :

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A_f = \max(A_{\text{calc}}, A_{\text{BAEL}}, A_{\text{RPA}}) = 10.8 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci –après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux

Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Section	A (cm ²)	A _{min}	A _{adoptée}	Barres
RDC, 1 ^{er} à 5 étages	30x40	21.33	8.4	25.13	8HA20

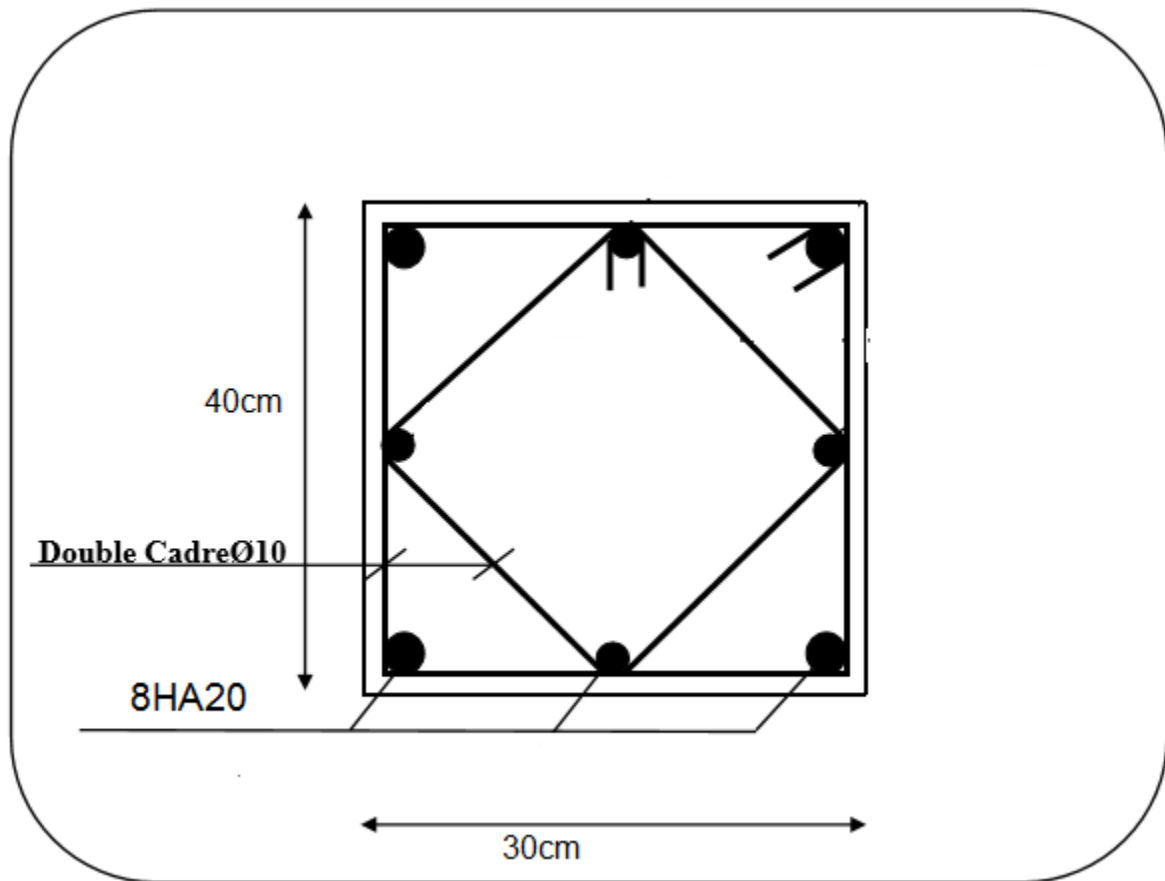


Figure V.1 Schéma de ferraillage des poteaux

V.2.3.2 Vérification de l'effort tranchant:

Vérification de la contrainte de cisaillement:

➤ Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant :

- La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à L'ELU par :

$$\tau_u = \frac{T}{bd}$$

Avec :

τ_u : **Contrainte** de cisaillement

T : l'effort tranchant de la section étudiée.

d : la hauteur utile

b : la largeur de la section étudiée

- La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}$ égale à :

*selon BAEL91 : $\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28}, 4\text{MPa})$

*selon RPA99 : $\bar{\tau} = \rho_b \cdot f_{c28} \Rightarrow \{ \rho_b = 0,075 \rightarrow \lambda_g > 5 \}$

$\Rightarrow \{ \rho_b = 0,05 \rightarrow \lambda_g < 5 \}$

Avec : λ : l'élancement du poteau $\lambda = \frac{l_f}{i}$

i : le rayon de giration $i = \left(\frac{I}{B} \right)^{\frac{1}{2}}$

l_f : Longueur de flambement

I : le moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : la section du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.14}{0.3} = 7.13 \rightarrow \lambda_g > 5$$

- les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau dans les deux directions sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V.5: Calculs des contraintes de cisaillement

Niveau	Section	$T_{\max}$ (KN)	τ (MPa)	P	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\overline{\tau_{BAEL}}$ (MPa)	$\tau < \bar{\tau}$
RDC ,1 ^{er} à 5 ^{eme} étage	30× 40	20.09	0.186	0.075	1.875	3.75	ok

V.2.3.3 Ferraillage transversale:

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements

❖ Selon le BAEL91

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

❖ Selon le RPA99 :

Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section brute.

T_u : effort tranchant de calcul.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots si \lambda_g < 5 \end{cases}$$

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en **zone 2a** comme suit:

- En zone nodale: $S_t \leq \min(10\phi_l; 15cm)$
- Dans la zone courante: $S_t \leq 15\phi_l$

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.6 ferraillage des armatures transversales

Niveau	Section (cm ²)	L _f	T _u (KN)	Zon e	S _t	λ _g	A _t calcul	choix	A _{adopte} (cm ²)
RDC ,1 ^{er} à 5 ^{eme} étage	30× 40	2.14	20.09	N	10	2.5	0.31	6T8	3.06
				C	15				3.06

S_t: espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en zone 2 comme suit :

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l; 15cm)$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_t^{\max} \Rightarrow 8 > \frac{20}{3} = 6.66 \dots \dots \dots CV$$

Longueur de recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est de L_r=40Φ en zone 2b

Pour : T20.....L_r=80cm

T16.....L_r =64cm

T14.....L_r=56cm

T12.....L_r=48cm

Vérification vis-vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}N_{ser}) puis elles sont comparées aux contrainte admissible par:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \sigma_s = \left(\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}} = 201.63MPa \right) \end{array} \right\}$$

Le tableau ci -après résume les résultats de vérification à l'ELS des poteaux :

Tableau V.7 : les vérifications à l'ELS

Niveaux	section cm ²	M _{ser}	N _{ser}	σ_b	σ_s	σ_{bc}	σ_s	Vérificatio n
RDC ,1 er à 5 étage	30× 40	43.44	549.74	5.82	8.15	15	201.63	Oui

V. 3 Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitée par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple, à partir du règlement BAEL91 puis on se rapportera au règlement du RPA99 /2003 pour vérifier le ferraillage minimum qui est en fonction de section du béton, avec les sollicitations les plus défavorable en considérant la fissuration comme étant peu préjudiciable

V.3 .1 Les combinaisons d'action:

En fonction de type de sollicitation .Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon B.A.E.L91 : (combinaison fondamentale)
- ELU1.35G+1.5Q
- ELSG+Q
- Selon RPA99 : situation accidentelle)
- $G+Q \pm E$
- $0.8G+E$ avec E : charge due à la force sismique
- La combinaison (1.35G+1.5Q) nous permet de déterminer le moment maximum;
- La combinaison ($G+Q \pm E$) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettre de déterminer le ferraillage au niveau des appuis
- La combinaison ($0.8G \pm E$) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif
- Minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas ou $M > 0$ de déterminer le ferraillage au niveau des appuis

V .3.2 Ferraillage longitudinale

➤ Recommandations de l'RPA99 version 2003:

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux est de 0.5% de la section du béton seul.

Le pourcentage maximum est de : 4% en zone courante ($0.5\%B \leq A_s \leq 4\%B$).

: 6% en zone de recouvrement ($0.5\%B \leq A_s \leq 6\%B$).

La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone 2; le ferrailage se fera par le portique le plus sollicité par niveau selon les deux sens (sens porteur et sens non porteur).

V.3.3 Ferraillage des poutres:

V.3.3.1 Poutre Secondaire:

a) Les armatures transversales:

Pour le calcul des poutres on doit trouver les valeurs des moments sur appuis et en travées. dans ce qui suit on présente le diagrammes de ces moments.

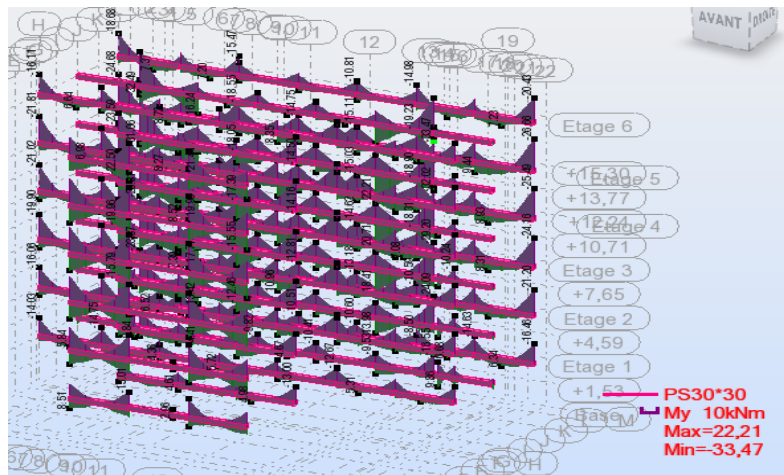


Figure V.2 diagramme des moments en travée et sur appuis pour la poutre secondaire
Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats du logiciel **ROBOT**

Tableau V.8: Sollicitations de la poutre principale.

	En travée	En appuis
Section	$M_{\max}$	$M_{\max}$
30× 40	22.21	-33.47

• Ferraillage à la combinaison:

➤ Ferraillage en travée:

$$M_{t \max} = 22.21 \text{ kN.m}$$

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{22.21 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.071$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.071 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.071 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.071}) = 0.0921 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 260.08\text{mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \delta_s} = \frac{22.21 \times 10^6}{260.08 \times 347.8} = 245.53\text{mm}^2 = 2.455\text{cm}^2.$$

On prend: 3HA16 = 6.03cm²

• **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 270 \times \frac{2.1}{400} = 97.80\text{mm}^2 = 0.978\text{cm}^2$$

$$A_S = \max(A_{\min}, A_{CAL}) = \max(0.97; 2.455) \rightarrow A_S = 2.45\text{cm}^2$$

➤ **Ferraillage en appui :**

$$M_{a \max} = -33.47\text{KN.m}$$

$$h = 30\text{cm} ; b = 30\text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 27\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33.47 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.108$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées:

On se trouve dans le domaine 1,

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.108}) = 0.1432 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.254\text{ m} = 254\text{mm} \end{cases}$$

• **Section des armatures:**

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \delta_s} = \frac{33.47 \times 10^6}{254 \times 347.8} = 378.87\text{ mm}^2 = 3.788\text{ cm}^2$$

On prend: 3HA16 + 2HA12=8.29cm²

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 254 \times \frac{2.1}{400} = 92.011\text{mm}^2 = 0.92\text{cm}^2$$

$$A_S = \max(A_{\min}, A_{CAL}) = \max(0.92 ; 3.788) \rightarrow A_S = 3.788\text{cm}^2$$

eau V.9: Ferraillage des poutres principales.

Position	M _u	b	h	D	U _{bu}	α	Z	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A (cm ²)
Travée	22.21	30	30	27	0.071	0.092	260	2.45	0.97	3HA16=6.03
Appuis	-33.47	30	30	27	0.108	0.143	254	3.788	0.92	3HA16+2HA12=8.29

- **Vérification du ferraillage des poutres principales:**

Section minimale : RPA 99

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 99

$$4\% b \times d : \text{En zone courante } (A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2).$$

$$6\% b \times d : \text{En zone de recouvrement } (A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2).$$

➤ **Vérification à L'ELU :**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \tau_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Soit l'effort tranchant maximum est $T_{\max} = 14.64 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14640}{300 \times 270} = 0.180 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul du ferraillage transversal:

Avec : $b = 30 \text{ cm}; d = 27 \text{ cm}$

➤ Calcul de la section des armatures transversales:

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{\min}\right) = (8.57; 30; 12)$$

$$\text{Soit : } \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

On prend: $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des barres

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 27; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 24.3 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 300 \times 243}{400} = 72.9 \text{ mm}^2 = 0.72 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

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

- d'après RPA99 : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_L) = 7.5 \text{ cm} \dots \dots \dots$ zone nodale.

$S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$ zone courante.

On adopte:

- $S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale

- $S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante

d'après BAEL91 : $S_t \leq \min(0.9 \times 27; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 24.3$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400 \times 10^2}{0.4 \times 300} = 67 \text{ cm}$$

Donc : $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}) = 24.3 \text{ cm}$

Recouvrement des armatures longitudinales

D'après l'RPA99V2003 la longueur minimal de recouvrement dans la zone IIa est de 40ϕ

Poutre longitudinale: 40ϕ

$L_r = 40\phi_L = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

$L_r = 40\phi_L = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 70 \text{ cm}$

$L_r = 40\phi_L = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 80 \text{ cm}$

➤ Vérification à l'ELS

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suite:

1 - calcul de la position de l'axe neutre (y): $b/2y^2 + nA'_s(y-c') - nA_s(d-y) = 0$

2 - calcul du moment d'inertie: $I = b/3 y^3 + nA'_s(y-c')^2 + nA_s(d-y)^2$

Où: - A_s : section d'armature tendue
 - A'_s : section d'armature comprimée
 - n : coefficient d'équivalence ($n=15$)

Calcul des contraintes

• La Fissuration est Considéré Préjudiciable.

- Béton : $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} y$

- Acier : $\sigma_s = \begin{cases} \frac{M_{ser}}{I} (y - c') & \dots \dots \dots \text{comprimée} \\ \frac{M_{ser}}{I} (d - y) & \dots \dots \dots \text{tendue} \end{cases}$

- $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \dots \dots \dots$ tendue

Tableau V.10: Vérification à l'ELS de la poutre principale

	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	5.60	10.09	36136.44	1.689	15	CV
Appuis	-17.10	11.07	45121.3857	4.195	15	CV

➤ Vérification de la flèche : BAEI 91

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas : $h=30\text{cm}$; $L=3.60\text{m}$; $b=30\text{cm}$; $A_s = 6.03\text{cm}^2$;

- $\frac{0.4}{5.10} > \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow \frac{0.30}{3.60} = 0.083 \geq 0.06 \Rightarrow \text{OK}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{30 \times 27} = 0.00744 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{OK}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_0}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.3}{3.60} = 0.083 \geq \frac{0.85 \times 5.60}{10 \times 5.60} = 0.08 \Rightarrow \text{OK}$

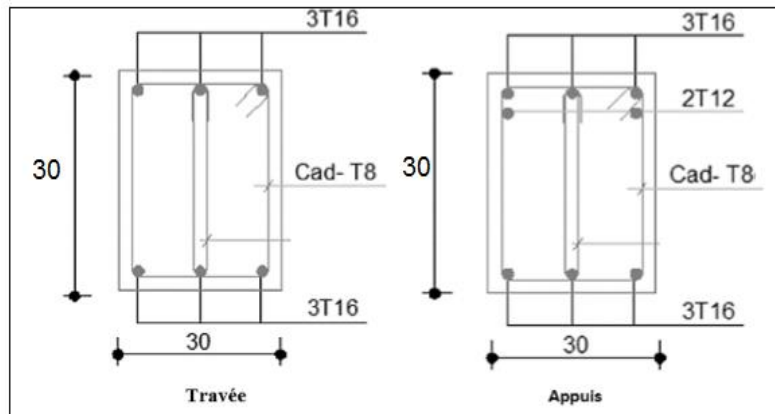


Figure V.3: Schéma de ferraillage des poutres secondaire

V.3.3.2 Poutre principale:

a) Les armatures transversales:

Pour afficher les différents résultats qu'on veut trouver diagrammes des moments, on clique sur le menu « résultat » ensuite diagramme des barres.

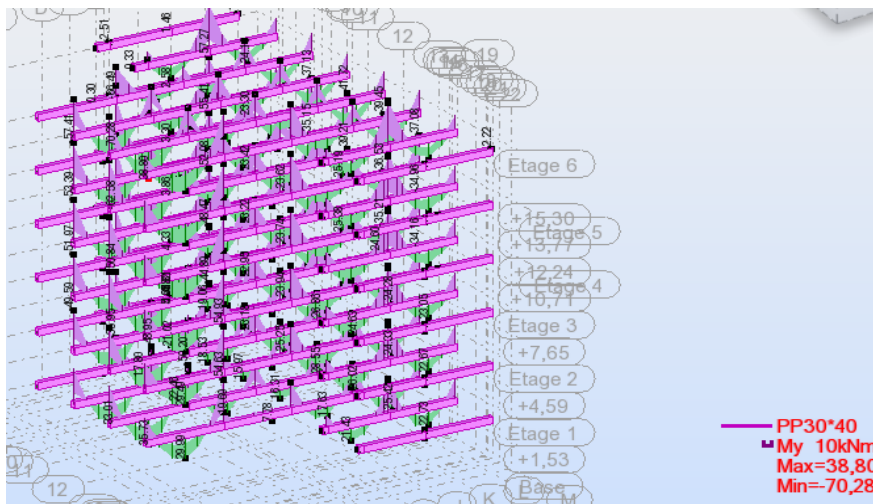


Figure V.4 diagramme des moments en travée et sur appuis pour la poutre principale

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats du logiciel **ROBOT**

Tableau V.11 : Sollicitations de la poutre principale.

	En travée	En appuis
Section	$M_{\max}$	$M_{\max}$
30× 40	38.80	-70.28

- **Ferraillage à la combinaison:**

- **Ferraillage en travée:**

$$M_{t \max} = 38.80 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{38.80 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.070$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées. On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.070 < \mu_1 = 0.392$$

$$= 0.217 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.070}) = 0.090 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.347 \text{ m} = 347 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{38.80 \times 10^6}{347 \times 347.8} = 321.493 \text{ mm}^2 = 3.21 \text{ cm}^2.$$

On prend : 3HA16+3HA12=8.29cm²

- **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 130.41 \text{ mm}^2 = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max(A_{\min}, A_{CAL}) = \max(1.304; 3.21) \rightarrow A_S = 3.21 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage en appui :**

$$M_{a \max} = -70.28 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ mpa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2f_{bu}} = \frac{70.28 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.127$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées :

On se trouve dans le domaine 1,

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.127}) = 0.170 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.335 \text{ m} = 335 \text{ mm} \end{cases}$$

• **Section des armatures :**

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \delta_s} = \frac{70.28 \times 10^6}{335 \times 347.8} = 603.194 \text{ mm}^2 = 6.03 \text{ cm}^2.$$

On prend: 3HA16+3HA12=9.42cm²

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 130.41 \text{ mm}^2 = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{CAL}}) = \max(1.30 ; 6.03) \rightarrow A_s = 6.03 \text{ cm}^2$$

Tableau V.12 : Ferrailage des poutres principales.

Position	M _u	B	H	D	U _{bu}	α	Z	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A (cm ²)
Travée	38.80	30	40	36	0.0	0.093	335	3.21	1.30	3HA16+ 2HA12=8.29
Appuis	70.28	30	40	36	0.1	0.189	347	6.03	1.30	3HA16+3H A12=9.42

• **Vérification du ferrailage des poutres principales:**

Section minimale : RPA 99

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1)

4% b*d : En zone courante ($A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$).

6% b*d : En zone de recouvrement ($A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$).

➤ **Vérification à L'ELU:**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

Soit l'effort tranchant maximum est $T_{\max} = 35.02 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{35020}{300 \times 360} = 0.324$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Calcul du ferraillage transversal:

Avec : b = 30cm; d = 36cm

➤ Calcul de la section des armatures transversale :

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{\min}\right) = (11.42 ; 30 ; 12)$$

$$\text{Soit : } \Phi_t = 10\text{mm}$$

$$\text{On prend : } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Espacement des barres

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 36; 40\text{cm}) \rightarrow S_t = 32.4\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = A_t \geq \frac{0.4 \times 300 \times 324}{400} = 0.97\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$$

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

- d'après RPA99 : $S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_L) = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale.}$
- $S_t \leq h/2 = 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courant.}$

$$\text{d'après BAEL91 : } S_t \leq \min(0.9 \times 36; 40\text{cm}) \rightarrow S_t = 32.4\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400 \times 10^2}{0.4 \times 300} = 67\text{cm}$$

$$\text{Donc: } S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}) = 32.4\text{ cm}$$

- Donc on adopte:

- $S_t = 10\text{ cm}$ En zone nodale
- $S_t = 20\text{ cm}$ En zone courante

Recouvrement des armatures longitudinales

D'après l'RPA99V2003 le longueur minimal de recouvrement dans la zone 2a est de 40Φ

Poutre longitudinale: 40Φ

$$L_r = 40\Phi_L = 40 \times 1.2 = 48\text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 50\text{ cm}$$

$$L_r = 40\Phi_L = 40 \times 1.6 = 64\text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 70\text{ cm}$$

$$L_r = 40\Phi_L = 40 \times 2 = 80\text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 80\text{ cm}$$

➤ Vérification a l'ELS:

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suite :

$$1\text{- calcul de la position de l'axe neutre (y) : } b/2y^2 + nA'_s(y-c') - nA_s(d-y) = 0$$

$$2\text{-calcul du moment d'inertie : } I = b/3 y^3 + nA'_s(y-c')^2 + nA_s(d-y)^2$$

- Où :
- A_s : section d'armature tendue
 - A'_s : section d'armature comprimée
 - n : coefficient d'équivalence ($n=15$)

Calcul des contraintes :

• **La Fissuration est Considéré Préjudiciable.**

- Béton : $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} y$
- Acier : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (y - c') \dots\dots\dots \text{comprimée} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \dots\dots\dots \text{tendue} \end{array} \right.$

Tableau V.13 : Vérification a l'ELS de la poutre principale

	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	28.30	14	111500	3.553	15	CV
Appuis	-43.44	15	122062.5	5.338	15	CV

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas: $h=40\text{cm}$; $L=5.10\text{m}$; $b=30\text{cm}$; $A_s=8.29\text{cm}^2$;

- $\frac{0.4}{5.10} > \frac{1}{16} = 0.06 \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} 25 \Rightarrow \text{OK}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.29}{30 \times 36} = 0.0076 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{OK}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_0}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.4}{5.10} = 0.078 \geq \frac{0.85 \times 28.30}{10 \times 28.30} = 0.085 \Rightarrow \text{OK}$

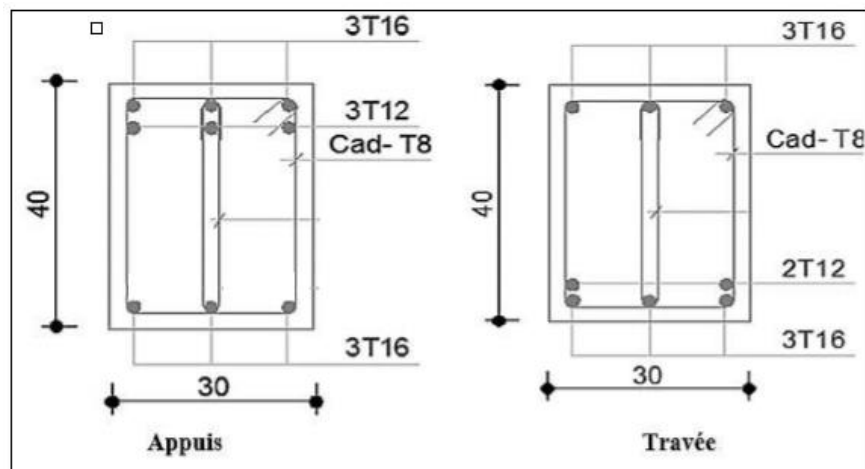


Figure V.5: Schéma de ferrailage des poutres principale

V.6 Étude des voiles :

V.6.1 Introduction :

V.6 Étude des voiles:

V.6.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales et aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation(Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures:

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes:

- $A_{\min} = 0.2\% \times e \times L_t$

e : épaisseur du voile.

L_t : longueur de zone tendue.

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux($S_t < e$).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

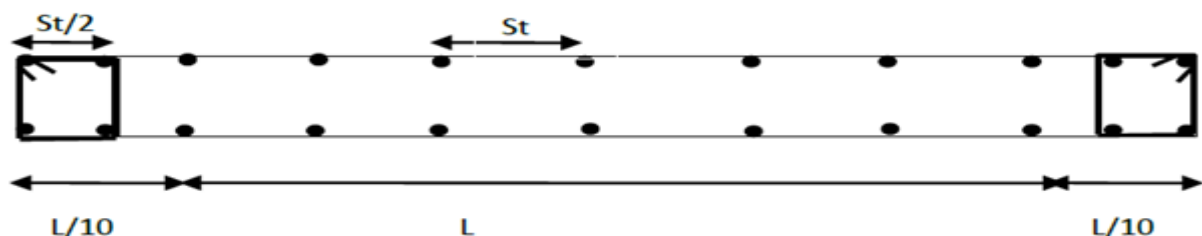


Figure V.6 Disposition des armatures verticales (vue en plan).

V.6.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérale:

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé:

- Structures auto-stables.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par les voiles dont le but est assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.6.3 Rôle de contreventement:

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assure la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et de transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.6.4 Avantages des voiles:

- Leur présence limite les déformations latérales.
 - Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferraillage des nœuds des portiques.
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.6.5 Combinaisons des actions:

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) et le BAEL 99, les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Selon le BAEL91 [3] : $\{G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$
- Selon le RPA 99 [1] : $\{1.35G + 1.5Q$
 $G + Q$

V.6.6 Recommandations du RPA99 :

V.6.6.1 Aciers verticaux:

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/V2003.

- 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 horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

- Si des efforts importants des compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(1/10)$ de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

V.6.6.2 Aciers horizontaux:

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces des voiles
- Elles doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.6.7 Règles communes:

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est : $A_{\min} = 0.15 \%$ section globale du voile. $A_{\min} = 0.1 \%$ zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $St \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de:

$$d \leq \min(h_e, 2L/3)$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

- **Longueur de recouvrement:**

$L_r = 40$: En zone qui peut être tendue.

$L_r = 20$: En zone comprimée sous toutes les combinaisons.

V.6.8 Disposition des voiles:

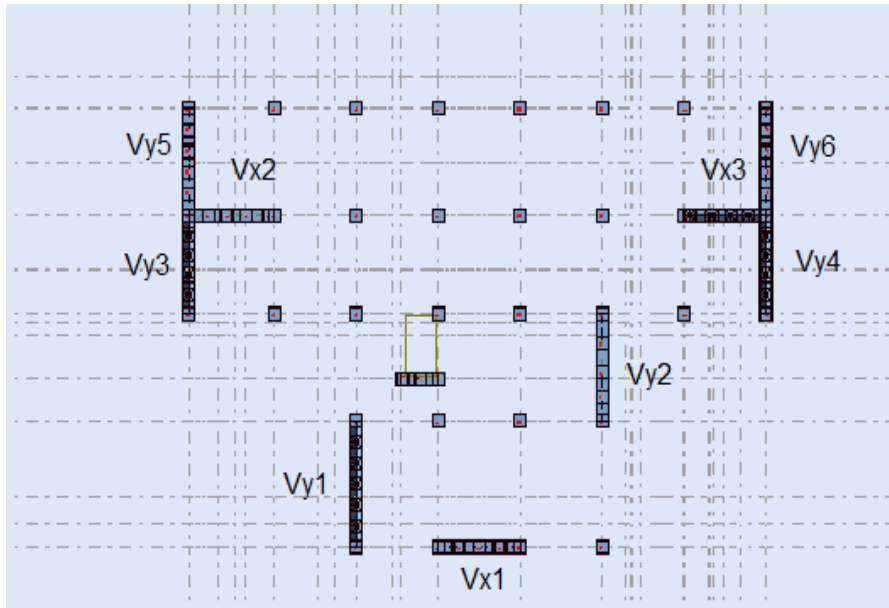


Figure V.7: Disposition des voiles

V.6.10 Ferraillage des voiles:

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) et Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **formule de Navier Bernoulli** »:

Avec :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

N : effort normal agissant sur le voile considéré.

M : moment de flexion agissant sur le voile considéré.

I : moment d'inertie du voile considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans les sens du plan moyen.

On distingue 3 cas:

1^{er} cas

Si: (σ_1 et σ_2) $\gg 0$ la section du voile est entièrement comprimée «pas de zone tendue».

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{ème} cas

Si: (σ_1 et σ_2) $\ll 0$ la section du voile est entièrement tendue «pas de zone comprimée».

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e$$

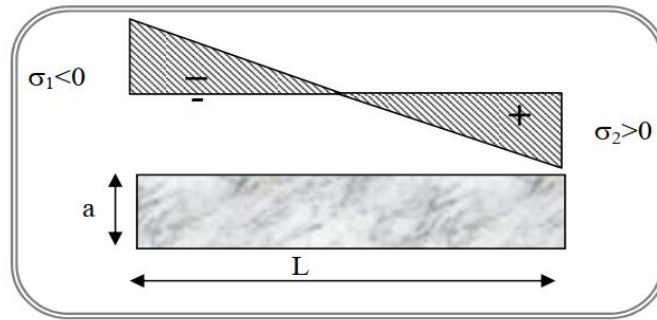
On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

❖ Si $A_v < A_{\min} = 0,15\%.a.L$. On ferraille avec la section minimale.

❖ Si $A_v > A_{\min}$ On ferraille avec A_v

3^{ème} cas

Si: $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) \neq 0$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes la zone tendue



V.6.10.1 Armatures verticales:

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

On remarque qu'on a juste les contraintes de compression alors notre section est entièrement comprimée. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de: RPA

- On a trois types de voile leurs Caractéristiques géométriques sont affichée dans le tableau suivant

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel ROBOT, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau V.14 : Sollicitations de calcul dans les voiles (RDC à 5^{ème} étage).

	$M_{\max}$	$N_{\max}$	$T_{\max}$
V_{y1}	1061.9	57.12	338.10
V_{y2}	619.46	120.59	70.73
V_{y3}	439.75	552.54	267.89
V_{y4}	495.75	653.24	310.57
V_{y5}	563.98	515.88	200.78
V_{y6}	646.51	598.01	229.96
V_{x1}	773.55	59.50	217.81
V_{x2}	361.79	488.55	211.75
V_{x3}	191.41	509.42	254.36

Ferraillage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times h$).

Les résultats du ferraillage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec:

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h$: section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $A_h^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4}$: section d'armature calculée.
- A_h^{adp} : section d'armature adoptée.
 - N^{bre} : nombre de barre adoptée.

I.1.1.1 Exemple de calcul

On prend comme exemple le voile V_{y1} :

$M_{\max} = 1061.91 \text{ KN.m}$ et $N_{\text{cor}} = 57.12 \text{ KN}$ et $V = 338.10 \text{ KN}$

I.1.1.1.1 Calcul des armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 4.70 \text{ m} ; d = 0.9 \times h = 4.23 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1061.91}{57.12} = 18.59 \text{ m}$$

$e_G > \frac{L}{2} = 2.35 \text{ m} \Rightarrow N$ est un effort de traction et c en dehors de la section $\Rightarrow$ section partiellement tendue.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{UA} :

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{L}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 1061.91 + 57.12 \times \left(4.23 - \frac{4.70}{2}\right) = 1169.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1169.29 \times 10^{-3}}{0.20 \times 4.23^2 \times 14.17} = 0.023 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.029$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 4.18 \text{ cm}$$

$$A_v^{\text{cal}} = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1061.91 \times 10}{4.18 \times 347.8} = 8.04 \text{ cm}^2$$

I.1.1.1.2 Calcul des armatures minimales

$$A_v^{\text{min}} = 0.15\% \times e \times L = 14.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^t = 0.2\% \times e \times L_t$$

Pour le calcul de L_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$V = \frac{h}{2} = \frac{4.7}{2} = 2.11 \text{ m}$$

$$\sigma^+ = \frac{57.12 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.7} + \frac{1061.91 \times 10^{-3}}{\frac{0.2 \times 4.7^3}{12}} \times 2.11 = 1.355 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{57.12 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.7} - \frac{1061.91 \times 10^{-3}}{\frac{0.2 \times 4.7^3}{12}} \times 2.11 = -1.23 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\text{min}} \times L}{\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}} = \frac{1.23 \times 4.7}{1.35 + 1.23} = 2.24 \text{ m}$$

$$A_{\text{min}}^t = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 0.2 \times 2.24 = 8.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^t = 8.96 \text{ cm}^2 > A_v^{\text{cal}} = 8.04 \text{ cm}^2$$

On choisit : 7T14 = 10.78 cm²

$$A_{\text{min}}^c = 0.1\% \times e \times L_c \text{ avec : } L_c = L - 2 \times L_t = 4.7 - 2 \times 2.24 = 0.22 \text{ m}$$

$$A_{\text{min}}^c = 0.22 \text{ cm}^2$$

On choisit : 1T12 = 1.13 cm²

$$A_v^{adp} = 10.78 + 1.13 = 11.91 \text{ cm}^2$$

I.1.1.1.3 Calcul des armatures horizontales

On a: $V = 254.02 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{338.10 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.23} = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pour $S_t = 20 \text{ cm}^2$ on aura :

- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 20 \times 306 = 9.18 \text{ cm}^2$
- $A_h^{\text{cal}} = \frac{A_v^{adp}}{4} = \frac{11.91}{4} = 2.98 \text{ cm}^2$

On choisit : 9T12 = 10.18 cm²

$$A_h^{adp} = 10.18 \text{ cm}^2$$

Tableau V.15 : Ferrailage des voiles à yy et xx (RDC à 5^{ème} étage).

	V _{y1}	V _{y2}	V _{y3}	V _{y4}	V _{y5}	V _{y6}	V _{x1}	V _{x2}	V _{x3}
L(m)	4.70	4	3.7	3.7	4	4	3.3	3.45	3.3
M KN. m	1061.91	619.46	439.75	495.75	563.95	646.51	743.55	361.79	191.41
N (KN)	57.12	120.59	552.54	653.24	515.88	598.01	59.5	488.55	509.42
V (KN)	338.10	70.73	267.89	310.57	200.78	229.96	217.81	211.75	254.36
τ_u	0.39	0.098	0.40	0.47	0.27	0.31	0.36	0.34	0.42
τ̄	5	5	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal}	8.04	6.55	11.07	12.92	11.30	13.08	8.08	9.77	8.50
A_v^{min}	14.1	12	11.1	11.1	12	12	9.9	10.35	9.9
A_v^{adp}	11.91	11.91	6.16	6.16	6.16	6.16	8.83	6.16	6.16
N_{barre}	7T14+1T 12	7T14+1T 12	4T14+6T 12	4T14+6T 12	4T14+6T 12	4T14+6T 12	7T14+1T 12	4T14+6T 12	4T14+9T 12
S_t	20	20	20	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal}	2.98	2.98	12.95	12.95	12.95	12.95	2.98	12.95	16.34
A_h^{min}	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{adp}	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18
N_{barre}	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12	9T12
S_t	20	20	20	20	20	20	20	20	20

V.7 Conclusion :

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferraillages des différents éléments Principaux; il a été tenu compte des ferraillages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferraillage minimum établie par les règles parasismiques Algériennes.

chapitre 6:Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des Charges de la superstructure et les transmettre au sol Cette transmission peut être Directe (semelles posées directement sur le sol : fondation superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondation profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble

VI.2 Combinaison de calcul :

D'après le **RPA99** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ELS (G+Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G+1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8GE) pour la vérification

VI.3 Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondation, des facteurs suivants :

- Le type de la structure
- Les caractéristiques du sol dépend essentiellement
- L'aspect économique
- La facilité de réalisation

Pour le choix du type des fondation , on vérifie dans l'ordre suivante : les semelles isolées, Les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient

Selon le rapport du sol , la contrainte admissible est $\bar{\sigma}_{sol}$,

VI.4 Etapes de calcul de la semelle isolée :

VI.4.1 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le ROBOT

S : Contrainte admissible du sol

La surface du semelle sera déterminé en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

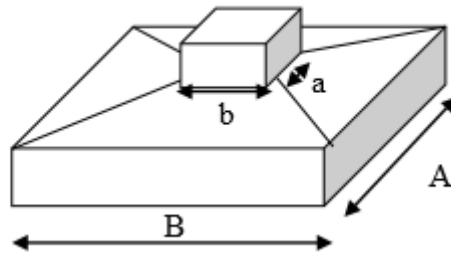


Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolé

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau en tenant compte la symétrie de notre structure sont données par les tableaux suivant :

a) Les surfaces des semelles isolées :

Tableau VI.1: Les surfaces des semelles isolées

semelle	$N_{ser} (KN)$	$S = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} (m^2)$	$S * 2 (m^2)$	Semelle	$N_{ser} (KN)$	$S = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} (m^2)$	$S * 2 (m^2)$
1	112.12	0.65	1.319	18	402.19	2.365	4.731
2	173.86	1.02	2.045	19	334.10	1.965	3.930
3	229.15	1.34	2.695	20	337.33	1.984	3.968
4	242.27	1.425	2.850	21	301.25	1.772	3.544
5	302.26	1.778	3.556	22	330.82	1.946	3.892
6	536.74	3.157	6.314	23	410.01	2.418	4.823
7	537.39	3.161	6.322	24	134.04	0.788	1.576
8	150.24	0.88	1.767	25	173.79	1.022	2.044
9	74.79	0.439	0.879	26	173.31	1.019	2.038
10	241.92	1.423	2.84	27	494.75	2.910	5.820
11	361.58	2.126	4.253	28	546.74	3.216	6.432
12	484.37	2.849	5.698	29	518.10	3.047	6.095
13	526.02	3.094	6.188	30	461.82	2.716	5.433
14	505.96	2.976	5.952	31	120.84	0.710	1.421
15	363.42	2.137	4.275	32	188.57	1.109	2.218
16	79.09	0.465	0.93				
17	119.44	0.702	1.405				
S_1 : Sommes des surfaces isolées (m^2)						57.6075	

Le poteau le plus sollicité à une section carrée ($B \times B$), donc ,Ns=537.39KN
=170KN/m2

$$N_s = 537.39170 \quad \sigma_{sol} = 1.70 \text{KN/m}^2 : B \geq 1.77\text{m} \quad B \geq \sqrt{\frac{537.39}{170}} \text{ Donc on adopte : } B = 1.77\text{m} , A = 1.77\text{m}$$

$$\text{On a } l_x = 3.30\text{m} \quad \frac{3.30}{2} = 1.65 < 1.77\text{m}$$

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{57.60}{395.64} = 14\% < 50\%$$

Remarque :

D'après ces résultats , on remarque qu'il ya a chevauchement des semelles , par conséquent nous adoptons semelle filante

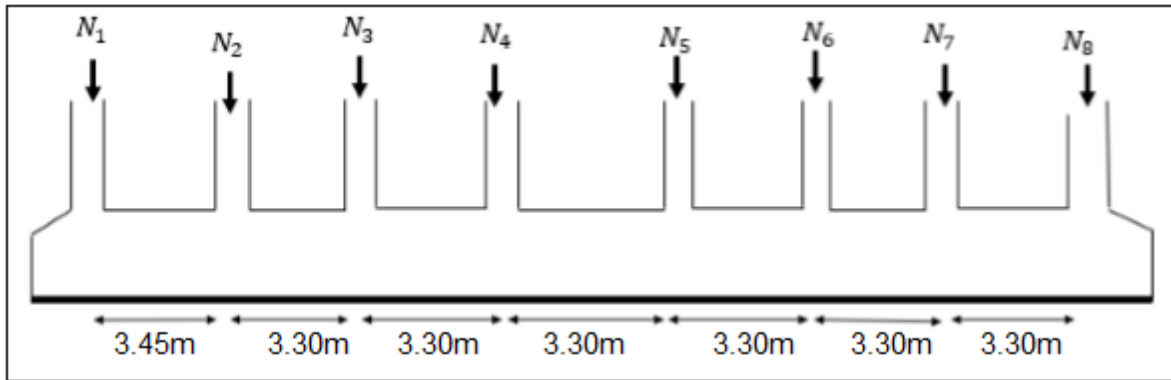
VI.4.2Vérification de la semelle filante:

Pour la vérification ,choisissons une semelle filante intermédiaire ,de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux ,qui nous semble être la plus sollicité

$$B \geq \frac{N_t}{\sigma_s \times L}$$

Tableau VI.2 : Les surfaces des semelles filantes

Semelle	$N_{ser} (KN)$
1	119.44
2	402.19
3	334.10
4	337.33
5	301.25
6	330.22
7	410.01
8	134.04
$N_{ser} = 2796.48\text{KN}$	



$$SN_t = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7 + N_8$$

$$N_t = 119.44 + 402.19 + 334.10 + 337.33 + 301.25 + 330.82 + 410.01 + 134.04 = 2796.48$$

- Rapidité d'exécution

Pré dimensionnement :

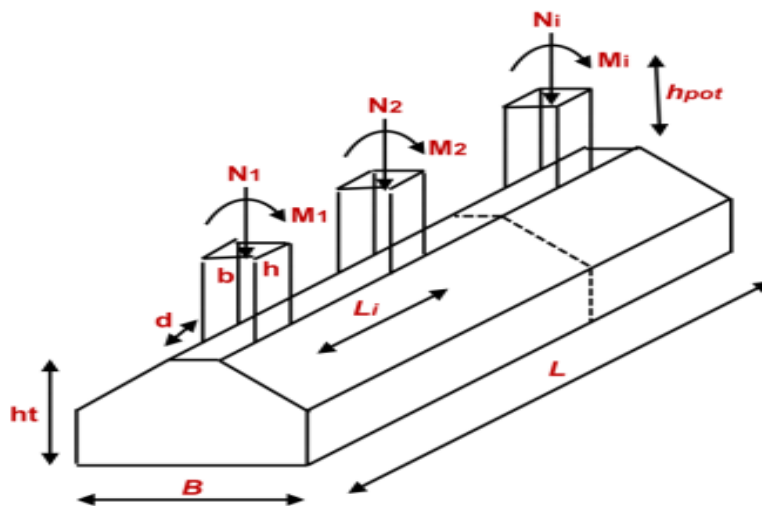


Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante

Clacul de la largeur de la semelle :

$$N_s = \sum N_i = 2796.48 \text{ KN}$$

$$M_s = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$$

$$\text{Donc : } M_s = 22.18 + 27.97 = 50.15 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{50.15}{2796.48} = 0.017 \text{ m}$$

$$: \sigma = \frac{N_s}{L \times B} \quad B \geq \frac{N_s}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{2796.48}{23.25 \times 170} = 0.70 \text{ m}$$

$$B \geq 0.70 \text{ m}$$

On prend $B = 1.20 \text{ m}$

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petit devant sa longueur ,elle doit vérifier la condition suivante : $\frac{L}{B} > 5 \rightarrow \frac{23.25}{1.20} = 19.37 > 5 \dots \dots \dots CV$

Calcul la hauteur de la semelle :

Semelle rigide $\rightarrow \frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b \quad \frac{1.20-0.3}{4} = 0.22 \leq d \leq 0.9 \dots \dots \dots CV$

$$d = 0.45 \text{ m}$$

$$\text{Donc } h = d + 5 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

La hauteur de la poutre de redressement :

Est estimé à $(\frac{1}{9} \text{ à } \frac{1}{6})$ de la travée maximale :

$$\frac{L_{max}}{9} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{6} = \frac{3.45}{9} \leq h_p \leq \frac{3.45}{6}$$
$$0.38 \leq h_p \leq 0.57$$

On prend $h_p = 60 \text{ cm}$; $b_p = 40 \text{ cm}$

Les dimensions de notre fondation sont :

La semelle :

$$B = 1.20 \text{ m} \quad ; \quad L = 23.25 \text{ m} \quad ; \quad h = 50 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0.45 \text{ m}$$

La poutre de redressement :

Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité :

Pour qu' un semelle filante il faut que (loi de fiance) :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

L_e : Est la longueur élastique ,qui permet de détermination la nature du semelle :

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.2164 \times 10^7 \text{ KN / m}^2$

I :inertie d'une bande d'une mètre de semelle :

b :largeur de la semelle

K :coefficient de réaction du sol

$$K = \left\{ \begin{array}{l} 5000 \text{ KN / m}^3 \\ 40000 \text{ KN / m}^3 \\ 120000 \text{ KN / m}^3 \end{array} \right\}$$

Dans notre cas $K = 40000 \text{ KN / m}^3 = 4 \text{ kg / cm}^3$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1.2 \times 0.3^3}{12} = 0.0027 m^4$$

$$\text{Alors : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164.19 \times 0.0027}{3 \times 1.2}} = 3.13$$

$$L_{max} = 3.45 m \leq \frac{\pi}{2} L_e = 4.92 m \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Donc la semelle est rigide

Le ferrailage se fait à l'ELU : les sollicitation (N_u ; M_u)

Calcul des contraintes :

$$N_t = \sum N_i = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6 + N7 + N8 =$$

$$N_t = 164.78 + 560.03 + 462.05 + 463.91 + 415.22 + 457.53 + 570.15 + 185.16$$

$$N_t = 3278.83 \text{ KN}$$

$$M_t = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$$

Donc :

$$M_t = 60.98 + 38.46 = 99.44 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{L \times B} + \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \rightarrow \frac{3278.83}{23.25 \times 1.20} + \frac{6 \times 99.44}{23.25^2 \times 1.20} = 118.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{L \times B} - \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \rightarrow \frac{3278.83}{23.25 \times 1.20} - \frac{6 \times 99.44}{23.25^2 \times 1.20} = 116.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 117.98 \text{ KN/m}^2 \leq 1.5\sigma_{sol} = 330 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{c . vérifier}$$

Ferrailage de la semelle :

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU :

Calcul des armatures principales :

$$A_s = \frac{N_u(B - b)}{8d\sigma_{st}}$$

$$N_u = N_1 + p$$

$$N_1 = 139.22 \text{ KN/m}^2$$

L : longueur totale de la semelle

P = poids des terres + poids des semelles

Poids propre de la semelle :

$$P_p = 1.2 \times 0.3 \times 23.25 \times 25 = 209.25 \text{ KN}$$

Poids des terres :

$$(0.3 \times 0.6 \times 23.25 \times 22) \times 2 = 184.14 \text{ KN}$$

$$P = 393.39 \text{ KN}$$

$$N_u = 139.22 + 393.39 = 532.61 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8d\sigma_{st}} = \frac{(532.61 \times 10^3)(1200-300)}{8 \times 450 \times 347.8} = 348.84 \text{ mm}^2$$

On adopte : 6 T12 $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} \quad A_r = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On adopte :

Avec : un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

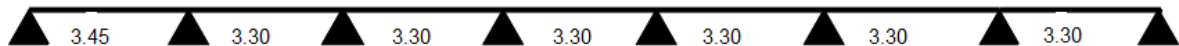
Figure : Schéma de ferrailage de semelle filante :

Ferrailage de la poutre de redressement :

La semelle sera calculé dans le sens longitudinale comme une poutre renversée
Pour déterminée le ferrailage de la poutre de rigidité on utilisé la méthode forfaitaire

Calcul des sollicitation :

Les sollicitation (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du programme Robot . :



la distribution des charges ponctuelle sur la poutre *

$$B = 1.2 \text{ m} ; \quad b_p = 0.4 \text{ m} ; \quad h_p = 0.6 \text{ m} ; \quad h = 0.4 \text{ m}$$

On prend le moment max pour travée et l'appui :

$$M_{\max}^{\text{travée}} = 137.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{appui}} = 179.72 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 305.04$$

En travée :

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

$$M_{tu} = 14.17 \times 1200 \times 400 \times \left(450 - \frac{400}{2}\right) = 1700.4 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_t^{\max} = 137.46 \text{ KN.m} < M_{tu} = 1700.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{137.64 \times 10^6}{400 \times 450^2 \times 14.17} = 0.119$$

$$\mu = 0.0119 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.0119 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1588 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 421.40\text{mm} \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{137.64 \times 10^6}{421.40 \times 347.8} = 939.11 \text{ mm}^2 = 9.39 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_T = 8T14 = 12.32 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 450 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \leq A_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On adopte : **3 HA10** soit $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

Armatures transversals :

D'après le BAEL 91:

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) \rightarrow \min(1.71; 4; 1.6 \text{ mm})$$

on adopté : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement :

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 23.25 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

En Appui :

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

$$M_{tu} = 14.17 \times 1200 \times 400 \times \left(450 - \frac{400}{2}\right) = 1700.4 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_t^{\max} = \dots \dots \dots \text{KN.m} < M_{tu} = 1700.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{179.72 \times 10^6}{400 \times 450^2 \times 14.17} = 0.156$$

$$\mu = 0.156 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.156 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.2131 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 411.66\text{mm} \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_a}{Z \cdot \delta_s} = \frac{179.72 \times 10^6}{411.66 \times 347.8} = 1255.24 \text{ mm}^2 = 12.55 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_T = 9T14 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 450 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \leq A_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On adopte : 3 HA10 soit } A_{\min} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

D'après le BAEL 91:

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) \rightarrow \min(1.71; 4; 1.6 \text{ mm})$$

$$\text{on adopté : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement :

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 23.25 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification à L' ELS :

Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » BAEL91 :

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \dots \dots \dots (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ Mpa}) \rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{305.04 \times 10^3}{400 \times 450} = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armature transversale ne sont pas nécessaire

Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL (Article A .5.2.4.2) , il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant ,cette vérification s' effectue comme suit :

Condition de poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : charge maximal de à L'ELU

μ_c : périmètre du contour sur lequel agit la charge

h : la hauteur de la semelle filante poteau

$$N_{max} = 570.15KN$$

Le périmètre d'impact μ_c est donné par la formule suivante :

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

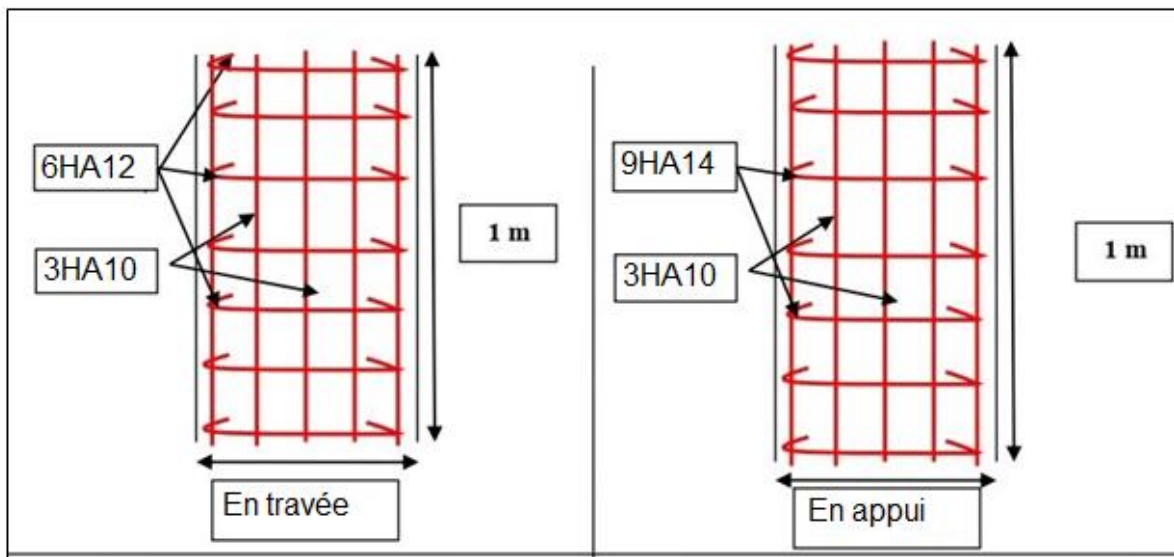
Avec : $\begin{cases} a' = (a + h) \\ b' = (b + h) \end{cases}$

$$\mu_c = 2 \times (b + a + 2 \times h) \rightarrow \mu_c = 2 \times (1.2 + 0.4 + 2 \times 0.4) = 4.8m$$

$$\mu_c \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.8 \times 0.4 \times \frac{25}{1.5} = 1440KN$$

$$N_u = 570.15 \leq 1440KN \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Figure VI.3 : Schéma de ferrailage Semelle filantes sous voile



VIII-5-La longrine:

VIII-5-1-Définition :

Les longrines sont des poutres de chaînage situées au niveau de l'infrastructure, sous forme de ceinture reliant les différentes semelles existantes.

Elles ont pour rôle d'empêcher les tassements différentiels et les translations, dans un sens

ou l'autre, afin d'éviter des désordres de la superstructure., leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction <F>

VIII-5-2-Dimensionnement de la longrine:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KN}$$

RPA99/2003

N: effort normal des charges verticales transmises par les poteaux.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site.

Se lon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimension minimales de la section transversale des l'origines sont:

- (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (30x25) cm²

VIII-5-3-Ferraillage de la longrine :

On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KN}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

D'après [RPA99/2003] :

$$\alpha = 15$$

$$N_u = 742.49 \text{ KN}$$

$$P_u = \frac{742.49}{15}$$

$$P_u = 49.49 \text{KN} > 20 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_s \geq \max(A_{scal} ; A_{sRPAmin} ; A_{sfr})$$

$$A_{scal} = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$A_{scal} = \frac{49.49}{347.8} = 0.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_s = 2.36 \text{cm}^2$$

Condition exigée par RPA99 :

$$A_{scal} = 0,6\% * b * h$$

$$A_{scal} = 4.5 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{sfr} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$F_e = 400 \text{mpa} \quad f_{t28} = 2.1 \text{mpa}$$

$$A_{sfr} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 4,5 \text{cm}^2$$

Le choix : 6HA12 ($A=6,79\text{cm}^2$)

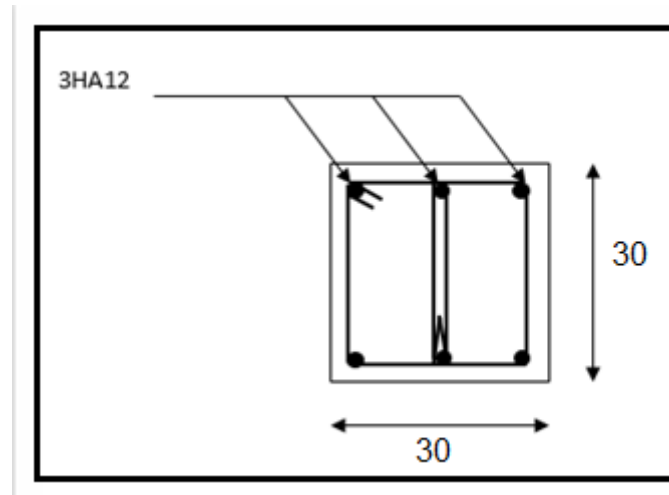
Armatures transversales :

On prend : $4\phi 6$ ($A=1,13\text{cm}^2$)

Avec espacement de :

$e = \min(20\text{cm}, 15\phi) = 20\text{cm}$

Figure VI.4 : Schéma ferrailage de la longrine



VIII.6 Etude du voile périphérique :

La voile périphérique est un ouvrage réalisé en béton armé , destiné à soutenir l'action des poussés des terres en équilibre stable il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armature sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontale et verticale)
- Un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles on adopte une épaisseur « $e=20\text{cm}$ »
- La hauteur du voile périphérique $h=1.5\text{ m}$
- Longueur du panneau $L_{max}=3.45\text{m}$

Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles , un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre coté

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{max} = \frac{2p_i h}{9\sqrt{3}}$$

$$Q = \frac{p_i h}{2} \quad \text{Avec } P_i = \gamma_d \times h \times K_0 \quad K_0 = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

K_0 : coefficient de poussée

γ_d : poids spécifique de remblai $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$

φ : angle de frottement interne du remblai ($\varphi = 25^\circ$)

$$K_0 = tg^2\left(45 - \frac{25}{2}\right) = 0.405$$

$$P_i = \gamma_d \times h \times K_0 = 1.5 \times 0.25 \times 18 = 7.00 \text{ KN/m}$$

$$Q = \frac{7.00 \times 1.5}{2} = 5.25 \text{ KN}$$

a) Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

A l' **ELU** :

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 25.35 + 1.5 \times 4.02 = 40.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 1.5 \times 4.02 = 6.03 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1 \text{ ml} \times \sigma_{moy} = 31.69 \text{ KN/m}^2$$

Ferrailage du voile :

$$B = 100 \text{ cm} ; L_x = 3.45 \text{ m} ; L_y = 4.70 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.73 \geq 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0496 \times 31.69 \times 3.45^2 = 18.70 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 18.70 \times 0.7052 = 13.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Moment en travée} : \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 15.89 \text{ KN/m}^2 \\ M_{ty} = 0.85 M_{oy} = 11.03 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui} : M_{ox} = M_{oy} = -0.5 M_{oy} = 6.59 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigé par le RPA}$$

$$A_{min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.3 : Section des armatures du voile périphérique

Sens	M(KN.m)	M	A	Z(cm)	A(cm ²)	A _{min}	A _{adp}
Travée	15.89	0.034	0.043	17.6	2.59	2	4HA12=4.52

X-X							
Travée	11.03	0.024	0.030	17.7	1.80	2	4HA10=3.14
Y-Y							
Appuis	6.59	0.014	0.017	17.8	1.07	2	4HA10=3.14

Espacement des armatures :

Sens X-X $S_t \leq \min(33cm; 3h) = 33cm^2$ on adopte $S_t = 25cm^2$

Sens y-y $S_t \leq \min(45cm; 4h) = 45cm^2$ on adopte $S_t = 25cm^2$

Vérification condition de non fragilité :

A L'ELU :

En appui : $0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.1cm^2$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e > 12cm \quad A_{xmin} \geq \rho_0 b e \frac{(3 - \rho)}{2} \quad A_{xmin} = 1.71cm^2 \\ \rho > 0.4 \quad A_{ymin} \geq \rho_0 b e \quad A_{ymin} = 1.6 cm^2 \end{array} \right\}$$

$A_t > A_{min} \dots \dots \dots$ Condition vérifier

$A_a > A_{min} \dots \dots \dots$ Condition vérifier

Vérification à L' ELU:

Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement »BAEL91 :

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}$ tel que :

$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5Mpa \right) \dots \dots \dots$ (Fissuration non préjudiciable)

$$\bar{\tau} = \min (3.33MPa; 5Mpa) \rightarrow \bar{\tau} = 3.33MPa$$

On a :

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \left(\frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4} \right) = \frac{31.69 \times 3.45}{2} \times \left(\frac{4.70^4}{3.45^4 + 4.70^4} \right) = 42.36KN$$

$$V_y = \frac{q_u \times Ly}{2} \left(\frac{Lx^4}{Lx^4 + Ly^4} \right) = \frac{31.69 \times 4.70}{2} \times \left(\frac{3.45^4}{3.45^4 + 4.70^4} \right) = 16.75$$

On prend : $V_{max} = 42.36$

$$\tau_s = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{42.36 \times 10^3}{100 \times 180} = 2.35MPa$$

$\tau_s = 2.35MPa < \bar{\tau} = 3.33MPa \dots \dots \dots$ condition vérifiée

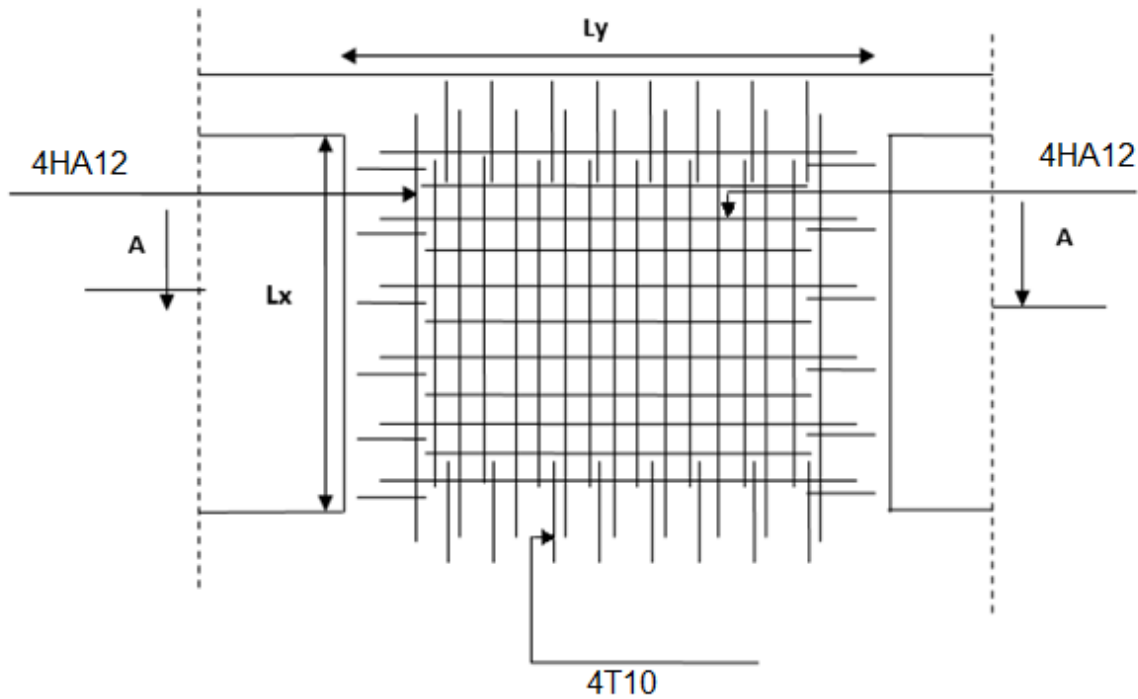


Figure VI.5 : Schéma de la voile périphérique

Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Conclusion générale:

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, qui lui donne une idée de ce qui se passe dans la vie pratique.

Cette expérience nous a permis de la pratique des logiciels comme: ROBOT, expert et l'auto-CAD ...etc.) et la manière de tirer les différents efforts pour le ferrailage de la structure, ainsi que les documents techniques réglementaire tels que RPA, BAEL et DTR.

Le prédimensionnement des éléments du bâtiment c'est une phase primordiale pour avoir une idée générale sur son ossature qui doit répondre au chargement verticale (permanant et exploitation) et horizontale (vent et sismique). Dans le but d'assurer la sécurité, l'économie, le confort, et l'esthétique.

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique, et aussi il faut vérifier de manière prudente les éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres, voiles). Tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles) respectent le minimum exigé parle RPA99v2003.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. Après des tentatives sur la position adéquate des voiles et sur la section des poteaux des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement. *La quantité de voile donc n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre d'inerties donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet,*

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur. En fin nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir

Références bibliographiques

Règlement

Règle parasismique Algérienne RPA99/version 2003

Les Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93

Document technique règlementaire DTR B C 2.2, Charge permanentes et charges d'exploitation, CGS. 1988

Thèses fines d'étude

Khalfa Radhia, Daas Fouzia, *"Étude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation"*, centre Universitaire Abdelhafid Boussouf- Mila, 2019/2020

Khellouf Manar, Boukezzoula Ilhem, *"Étude d'un bâtiment en béton armé contreventé par un système mixte implantée en zone sismique"*, centre Universitaire Abdelhafid Boussouf- Mila, 2020/2021

Chikhi Salim, Medjnah Khaled, *"Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+7) contreventement mixte (Portique+Voile)"*, Université Mohamed Boudiaf-M'sila, 2018/2019

Hammani Daoud, Cherifi Tahar, *"Etude d'un bâtiment R+10+sous-sol et soupenne, a usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voiles-portiques)"*, Université A. Mira,-Bejaia-, 2015.

Cours

Guettiche Abdelhak, *"Cours de béton armé 3^{ème} année génie civil"* centre universitaire de Mila", 2018/2019

Kettar Jalal, *"Cours de béton armé 1"*, Ecole Supérieure de technologie-SALE, 2019/2020

Livres

Fuentes Albert, *"Calcul pratique des ossatures de bâtiment en Béton Armé"*. 4^o Edition, Edition Eyrolles, 1983, p16

Logiciels :

- ROBOTV2014.....Analyse des structures
- EXCEL 2010.....Calcul.

- WORD 2010.....Traitement du texte.
- Power point2010.....Présentation

ANNEXE

Annexe 1

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	M_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 3

Diagramme flexion simple

