

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées

Département **Génie Civil**

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

TAMSSAOUETE THANINA

BOUKLILA KHADIDJA

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structure**

Thème :

Etude d'un bâtiment en (RDC+ 4 Etages+Comble)

à usage multiple contreventé par un système

(Voiles - porteurs)

Devant le jury composé de :

-Mme : Ait Ahmed.F

UAMOB

Encadreur

-Mr : Adjrad.M

UAMOB

Co-Encadreur

Année Universitaire 2019/2020

Remerciement

- + Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*
- + Je voudrais passer un grand merci à notre chère encadreuse M'AIT AHMED sur ses aides et suivis afin de réaliser cette étude.*
- + C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie Madame HADIOUCHE FATIMA membre de bureau d'étude de monsieur ADJRAD pour ses soutiens, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*
- + Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*
- + Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

Nous exprimons également notre gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la bonne réalisation de notre projet.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

- *A mon père pour assistance et encouragement.*
- *A ma mère qui ma soutenue toute ma vie.*
- *A mon frère : KAMEL*

*Ainsi que mes sœurs : KALFHOUM, FADHILA,
SOUAD, CHAIMA.*

Ainsi que tous mes amis et proches.

RAKI FOUAD

DJANANE NADIA

TAHIR NADIA

DJAFEL SALIMA

ET CHERGUI SARA

RABHI MERIEM

NAWEL

BOULLNOIRE KARIMA

Khadidja



Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A ma maman et mon mari qui ne m'ont rien épargné pour me plaire, leurs soutiens et encouragement durant ces années d'études,

Qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Mes chers ; aucun remerciement ne sera à la hauteur de vos tendresse et de courage.

A ma famille surtout mon père, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé et à qui je souhaite plus de Succès

A tous que j'aime

THANINA

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction	02
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	02
I.3 Conception structurelle	03
I.3.1 Ossature de l'ouvrage	03
I.3.2 Plancher.....	03
I.3.3 Escalier.....	03
I.3.4 Maçonnerie.....	03
I.3.5 Terrasse	03
I.3.6 Revêtement	03
I.3.7 Acrotères	04
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	04
I.4.1 Le Béton.....	04
I.4.2 Acier	06
I.5 caractéristiques géotechniques du sol	07
I.6 Les hypothèses de calcul	07
I.7 Présentation des règlements de calcul.....	07
I.8 Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91).....	08
I.9 Les charges réglementaires (les actions) :.....	08
I.10 Logiciel utilisés	09

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments principaux

II.1 Introduction :.....	10
II. 2 Pré dimensionnement des éléments principaux	10
II.2.1 Poutres	10
II.2.2 Les poteaux	11
II.2.3 Les voile.....	11
II.2.4 Les plancher	12
II.3 Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	14
II.3.1 Balcon	14
II.3.2 Les escaliers	14
I.4 Evaluation des charges et surcharges.....	16

• *Chapitre III : Calculs des éléments secondaire*

III.1.Introduction.....	22
III.2.L'acrotère.....	22
III.2.1.Introduction	22
III.2.2 Principe de calcul.....	22
III.2.3. Ferrailage de l'acrotère.....	24
III.3 Calcul du Balcon.....	26
III.3.1 Evaluation des actions.....	26
III.4. Les escaliers	30
III.5 Etude de la poutre palière.....	41
III.6.Les Planchers	47
III.6.1.Pré-Dimensionnement des poutrelles.....	47
III.6.2.Calcul des poutrelles.....	47

CHAPITRE IV : Etude dynamique et sismique

IV.1.1 Introduction.....	75
IV.2.2 Objectif de l'étude dynamique	75
IV.2.3 Modélisation de la structure étudiée	
IV.2.1 Introduction	75
IV.2.2 Objectif de l'étude dynamique.....	75
IV.2.3 Modélisation de la structure étudiée	75
IV.2.3.2 Modélisation de la structure	76
IV.2.3.3 Modélisation des éléments structuraux	76
IV.2.3.4 Etapes de modélisation.....	76
IV.2.4 Caractéristiques géométriques de la structure.....	77
IV.2.4.1 Centre de masse	77
IV.2.4.2 Centre de torsion	78
IV.2.5 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires....	79
IV.2.5.1 Mode de vibrations et taux de participation des masses	79
IV.3 Etude sismique	82
IV.3.1 Introduction	82
IV 3.2 La résultante des forces sismiques	82
IV 3.3 Présentation des méthodes de calcul de la force sismique.....	82
IV.3.4 Méthode d'analyse modale spectrale	82
IV.3.5 Méthode statique équivalente	82
IV.3.5.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente.....	83

IV.3.5.2. Spectre de réponse de calcul	87
IV.3.5.3 Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).	89

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

V. Calcul des éléments structuraux.....	96
V.1. Ferrailage des poteaux.....	96
V.1.1. Ferrailage longitudinale.....	97
V.1.2. Ferrailage transversal.....	100
V.1.3 Vérification	103
V.2. Ferrailage des poutres	105
V.2.1. Recommandation du RPA99 (Version 2003).....	106
V.2.2 Recommandation du BAEL 91	106
V.2.3. Ferrailage des poutres les plus sollicitées	111
V.3. Ferrailage des voiles.....	118
V.3.1. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales.....	119
V.3.2. Rôle de contreventement	119
V.3.3. Combinaison	119
V.3.5. Méthode de calcul	120
V.3.6 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant	121

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.1. Introduction	131
VI.1.2. Choix des fondations.....	131
VI.1.3. Pré-dimensionnement de la fondation.....	132
VI.1.4 radier général.....	132
VI.1.4.1. Introduction.....	132
VI.1.4.2. Pré-dimensionnement du radier.....	133
VI.1.4.3 : Calcul des sollicitations.....	133
VI.1.4.4: Caractéristiques géométriques du radier.....	135
VI.1.4.5 : Vérification de la stabilité du radier.....	136
VI.1.4.6 : Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA.....	137
VI.1.4.7 : Evaluation et vérification des contraintes sous le radier.....	138
VI.1.5. Ferrailage du radier	139
VI.1.5.1. Ferrailage de la dalle du radier	139
VI.1.5.2 : Ferrailage des débords	144

LISTE DE FIGURE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme contrainte déformation de béton.....05

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments secondaires

Figure II.1 : coupe en élévation des poteaux11

Figure II.2 : coupe en élévation de voile.....11

Figure II.3 : Schéma d'une dalle à corps creux.....12

Figure II.4 : Coffrage de plancher.....13

Figure II.5 : Schéma de dalle pleine.....13

Figure II.6 : Les escaliers.....14

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.....22

Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.....23

Figure III.3 : Les sollicitations de l'acrotère.....23

Figure III.4 : Position de centre de pression.....24

Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....26

Figure III.7 : Schéma statique de balcon à ELU.....27

Figure III.8 : Schéma statique de balcon à l'ELS.....27

Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants a ELU28

Figure III.10 : Diagramme de moment a ELU28

Figure III.12 : Diagramme de moment a ELS.....28

Figure III.13 : schéma statique du balcon.....29

Figure III.14 : Schéma de ferrailage de balcon.....30

Figure III.15 : Schéma statique d'escalier.....31

Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....32

Figure III.17 : Diagramme des moments à l'ELU.....32

Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....32

Figure III.21 : Ferrailage 1^{ère} type d'escalier.....37

Figure III.22 : Schéma statique d'escalier.....38

Figure III.27 : Ferrailage 2^{ème} type d'escalier.....41

Figure III.30 : Ferrailage de la poutre.....46

Figure III.52 : Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).....74

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Figure IV.1 : modélisation de la structure (en plan).76

Figure IV.2 : modélisation de la structure (en 3D).....76

<i>Figure VI. 3 : 1^{er} mode translation suivant l'axe XX'</i>	79
<i>Figure VI.4 : 2^{ém} Mode translation suivant l'axe yy'</i>	79
<i>Figure VI.5 : 3^{ém} mode rotation suivant l'axe zz'</i>	79
<i>Figure VI.6 : Schéma de spectre de réponse</i>	88
<i>Figure VI.7 : Présentation de l'effet P- Δ sur la structure</i>	91
Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux	
<i>Figure V.1 : les sollicitations des poteaux</i>	96
<i>Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux</i>	105
<i>Figure V.3 : coupe au-dessous de poutre</i>	114
<i>Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales</i>	118
<i>Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire</i>	118
<i>Figure V.6 : Sollicitations des voiles</i>	119
<i>Figure V.8 : Schème de la disposition des voiles</i>	124
<i>Figure V.9 : Schéma de ferrailage du voile V₁</i>	130
<i>Figure V.10 : Schéma de ferrailage du voile V₈</i>	130
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
<i>Figure VI.1: Schéma statique du bâtiment</i>	136
<i>Figure VI .2: contraintes sous le radier</i>	138
<i>Figure VI.3. Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité</i>	140
<i>Figure VI.4: Diagramme des moments</i>	144
<i>Figure VI.5. Schéma statique du débord</i>	145
<i>Figure VI.6. Schéma de ferrailage</i>	146

LISTE DE TABLEAU

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments principaux

. Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	16
Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher courant.....	16
Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher dalle pleine.....	17
Tableau II.4 : Evaluation des charges du mur extérieur.....	17
Tableau II.5 : Evaluation des charges du mur intérieur.....	17
Tableau II.6 : Evaluation des charges du palier.....	18
Tableau II.7 : Evaluation des charges de volée.....	18
Tableau II.8 : Evaluation des charges du balcon.....	18
Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation.....	20
Tableau II.10 : Charges permanentes et charges d'exploitation de poteaux	20
Tableau II.11 : Calcul de l'effort normal ultime des poteaux.....	21
Tableau II.12 : Vérification du RPA.....	22
Tableau II.13 : Vérification au flambement.....	22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Sollicitation de calcul.....	24
Tableau III.2 : Sollicitation de calcul.....	28
Tableau III.3 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	30
Tableau III.4 : Calcul du ferrailage d'escalier.....	34
Tableau III.6 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	37
Tableau III.7 : Calcul du ferrailage d'escalier.....	39
Tableau III.8 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	41
Tableau III.9 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	41
Tableau III.10 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	45
Tableau III.11 : Ferrailage de poutre palière.....	46
Tableau III.12: Calcul de sollicitation. De poutrelle.....	48
Tableau III.12: Calcul de sollicitation. De poutrelle.....	48
Tableau III.13 : Evaluation des charges et surcharges des planchers.....	49

Tableau III.14 : Des sollicitations a ELU	53
Tableau III.15 : Des sollicitations a ELS.....	56
Tableau III.16 : Des sollicitations a ELU.....	59
Tableau III.17 : Des sollicitations a ELS.....	62
Tableau III.19 : Des sollicitations a ELS.....	67
Tableau III.20 : Les armatures longitudinales choisie(en travée).....	69
Tableau III.21 : Les armatures longitudinales choisie (aux appuis).....	70
Tableau III.22: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton.....	72
Tableau III.23 : Résultats de calcul de la flèche.....	73

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau IV.1 : centre de masse et de rigidité des différents niveaux. (ETABS).....	77
Tableau IV.2 : périodes modes et facteurs de participation massique.....	78
Tableau IV. 3 « Comportement de système de contreventement sous charge verticales ».....	80
Tableau IV. 4. « Comportement du système de contreventement sous charge horizontales».....	80
Tableau IV.5 : les critères de Facteur de qualité.....	83
Tableau. IV.6 : Coefficients d'accélération de zone A.....	84
Tableau.IV.7 : coefficient d'amortissement critique.....	85
Tableau.IV.8 : Tableau récapitulatif	86
Tableau IV.9 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	88
Tableau IV .10 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	88
Tableau IV .11 : Combinaisons des réponses modales.....	89
Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	90
Tableau IV.13 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'.....	90
Tableau IV .14 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'.....	90
Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'.....	92
Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'.....	92
Tableau IV.17 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX.....	94
Tableau IV.18 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY.....	94
Tableau IV.19 : Moment de renversement dans le sens XX.....	94
Tableau IV.20 : Moment de renversement dans le sens YY'.....	94
Tableau IV.21 : Centre de gravité et de torsion.....	95
Tableau IV.22 : Vérification au renversement dans le sens XX et YY.....	95

Chapitre IV : ferrailage des éléments principaux

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	96
Tableau V.2 : Ferrailage maximale et minimale.....	97
Tableau V.3 : Les sollicitations obtenues par ETABS.....	98
Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal.....	100
Tableau V.5 : choix des Armature.....	100
Tableau V.6 : Armature transversale (Zone courante).....	102
Tableau V.7 : Armature transversale	102
Tableau V.8 : Vérification des contraintes.....	103
Tableau V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.....	103
Tableau V.10 : Vérification de l'effort normal ultime.....	105
Tableau V.I.11 : combinaisons de charges.....	106
Tableau V.12 : caractéristiques des poutres.....	106
Tableau V.13 : Ferrailage des poutres principales liées aux voiles.....	111
Tableau V.14 : Ferrailage des poutres principales liées aux voiles.....	111
Tableau V.15 : Ferrailage des poutres secondaires.....	111
Tableau V.16 : Ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles	112
Tableau V.17 : Ferrailage Poutres principales	112
V.18 : Ferrailage Poutres secondaires	112
Tableau V.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	115
Tableau V.20 : Vérification de la contrainte de poutres principales à l'ELS.....	116
Tableau V.21 : Vérification de la contrainte de poutres secondaires à l'ELS.....	116
Tableau V.22 : Vérification de l'effort tranchant.....	117
Tableau V.23 : vérification de la flèche.....	117
Tableau VI.24 : Ferrailage des voiles (V_1 . V_2 . V_3 . V_4 . V_5 , V_7 . V_9).....	127
Tableau VI.25 : Ferrailage du voile (V_6)	127
Tableau VI.26 : Ferrailage du voile (V_8).....	128
Tableau VI .27 : Choix des barres des voiles (V_1 . V_2 . V_3 . V_4 . V_5 , V_7 . V_9)	128
Tableau VI.28 : Choix des barres du voile (V_6).....	128
Tableau VI.30 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement des voiles	129
Tableau VI.31 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement du Voile (V_6)..	129

Tableau VI.32 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement du Voile (V_8) .130

Chapitre V : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier.....137

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.....138

Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier.....142

Tableau VI.4: Ferrailage des panneaux du radier.....142

Tableau VI.5: Vérification des contraintes des panneaux de radier.....142

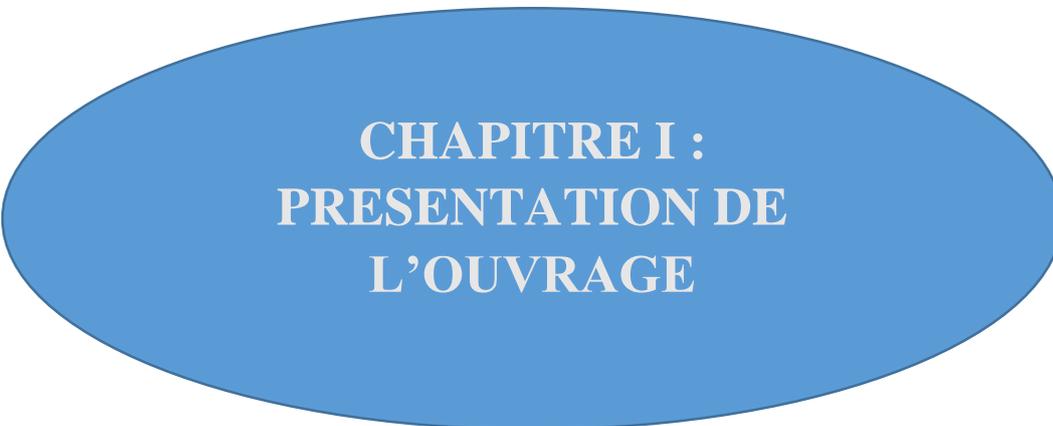
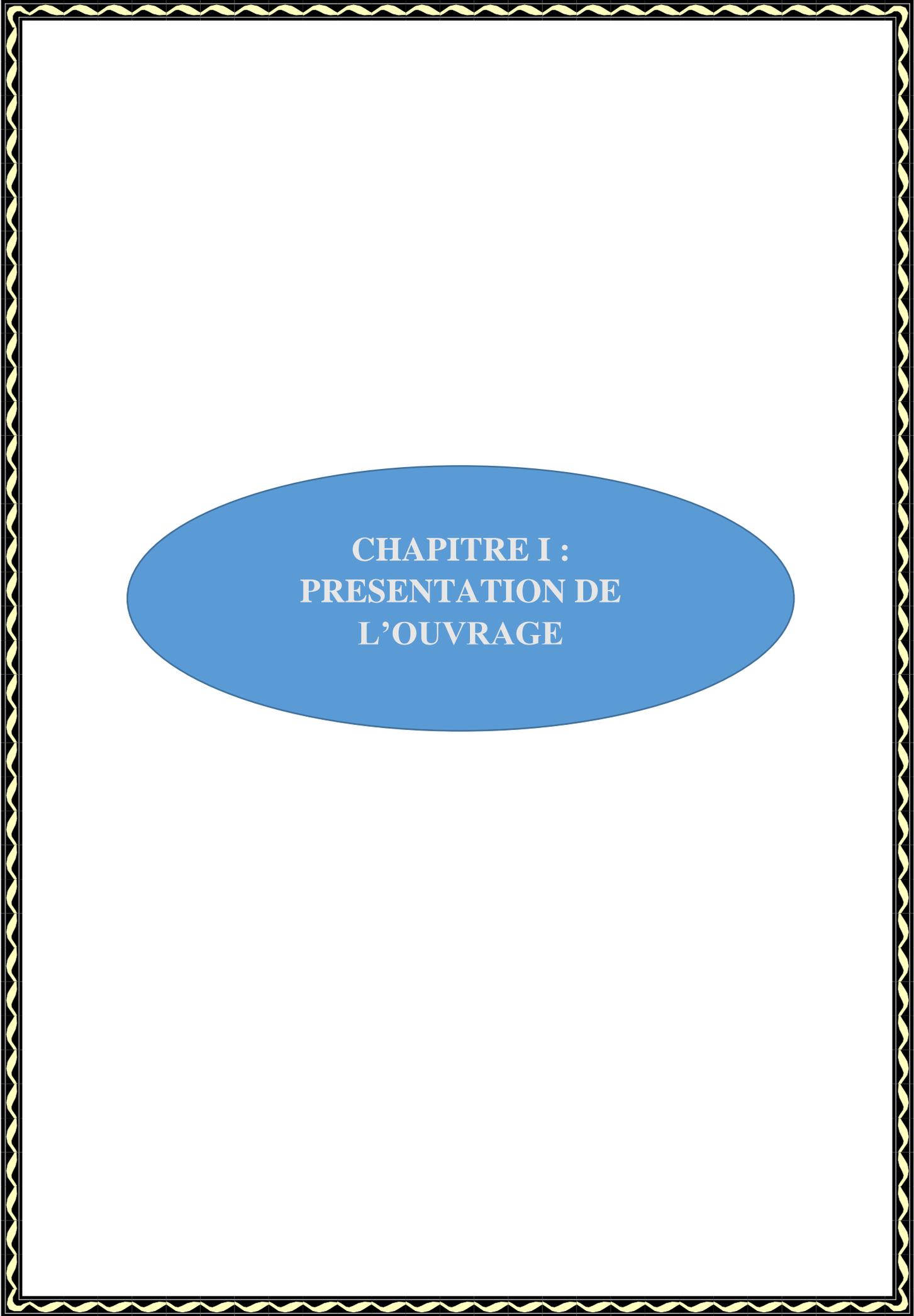
Tableau VI.6 : Ferrailage des débords.....144

Tableau VI.7: Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....145

- ✓ ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.
- ✓ ε_r : Allongement à la rupture.
- ✓ σ_e : Limite d'élasticité.
- ✓ E_b : Module de déformation du béton.
- ✓ E_s : Module de déformation de l'acier.
- ✓ e : Epaisseur, Indice des vides
- ✓ f : Flèche.
- ✓ \bar{f} : Flèche admissible.
- ✓ D : Fiche d'ancrage.
- ✓ L : Longueur ou portée
- ✓ F : Force concentrée.
- ✓ q : charge uniformément répartie
- ✓ I_b : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion
- ✓ h_0 : hauteur de la table de compression.
- ✓ N_u : effort normal ultime (compression)
- ✓ α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ λ : Elancement.
- ✓ l_f : longueur de flambement
- ✓ i : rayon de giration
- ✓ I : Moment d'inertie.
- ✓ B : Aire d'une section de béton.
- ✓ A_s : section d'acier comprimée.
- ✓ A_{s_s}' : section d'acier tendu.
- ✓ B_r : section réduite d'un poteau
- ✓ N_{ser} : effort normal à l'ELS
- ✓ σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.
- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone
- ✓ C_p : Facteur de force horizontal
- ✓ M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- ✓ T_{ser} : Effort tranchant à l'état limite de service

- ✓ c et c' : Enrobage
- ✓ d : Hauteur utile.
- ✓ ψ_1 : Coefficient de seulement.
- ✓ M_f : moment fictif.
- ✓ ε_{bbb} : Déformation de béton
- ✓ ε_{sss} : Déformation de l'acier
- ✓ Z_b : Le bras de le vais
- ✓ A_{st} : Section d'armature.
- ✓ W_u : $u'ccccccccccccccccchcccc$ à $u'EEEEEE$
- ✓ Y : Position de l'axe neutre.
- ✓ φ : Angle de frottement.
- ✓ μ_{bu} : Moment réduit.
- ✓ M_t : Moment en travée.
- ✓ M_a : Moment sur appuis.
- ✓ M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base
- ✓ ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- ✓ f_i : La flèche due aux charges instantanées.
- ✓ f_v : La flèche due aux charges différée «longues durée».
- ✓ I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- ✓ R_u : Réaction à l'ELU
- ✓ R_s : Réaction à l'ELS
- ✓ ω : Fréquence de vibration.
- ✓ M : Moment, Masse.
- ✓ T : Effort tranchant, Période.
- ✓ C_{IT} : coefficient qui est fonction du système
- ✓ β : Coefficient de pondération.
- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- ✓ D : facture d'amplification dynamique moyen.
- ✓ W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓ ξ : Pourcentage d'amortissement critique

- ✓ δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique
- ✓ δ_k : Le déplacement relatif
- ✓ T_u : Effort tranchant ultime
- ✓ M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.
- ✓ M_r : moment de renversement.
- ✓ $\theta\theta$: L'effet P-Delta
- ✓ Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"
- ✓ L_r : longueur de recouvrement
- ✓ N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- ✓ A_v : Armatures verticale
- ✓ K : Coefficient de raideur de sol.
- ✓ u_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.
- ✓ X_G, Y_G : coordonné de centre de gravité
- ✓ σ_m : Contrainte moyenne.
- ✓ K_0 : Coefficient de poussée de terres au repos.
- ✓ γ : poids volumique



**CHAPITRE I :
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE**

I.1 Introduction

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- ❖ Largeur totale : $L = 21,35$ m
- ❖ Longueur totale : $l = 10,70$ m
- ❖ Hauteur totale : $H = 19,38$ m
- ❖ Hauteur de RDC : $h = 4,08$ m

Hauteur d'étage : $h = 3,06$ m

I.3 Conception structurelle

I.3.1 Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2 Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

a) Planchers corps creux

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

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

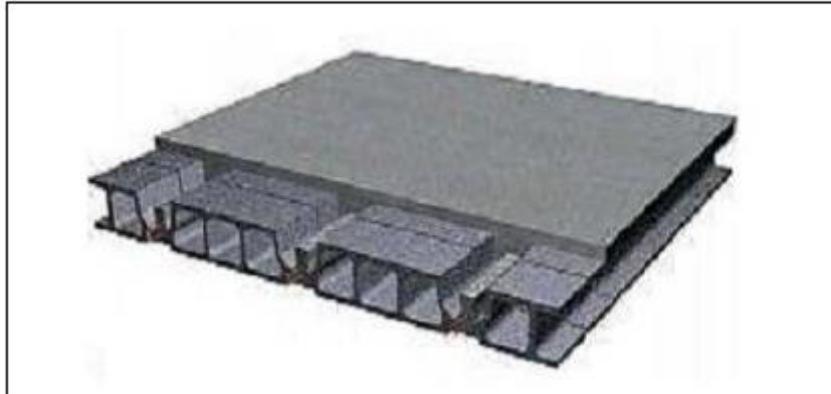


Figure I.1 : Plancher à corps creux.

b) Planchers dalle pleine

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.3.3 Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

1.3.4 Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

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

a. Murs extérieurs :

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

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

I.3.5 Terrasse

La terrasse de bâtiment est inaccessible.

I.3.6 Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

I.3.7 Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.3.8 Les fondations : est un élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1 Le Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

On suppose que le béton utilisé pour ce projet sera fabriqué suivant une composition établie par le laboratoire, le ciment utilisé est de la classe CPA, dosé à 350kg/m³. La composition classique d'un mètre cube de béton est la suivante :

- Ciment :..... 350 kg/m³ CPA 325.
- Gravillon :..... 800 L/m³.
- Sable :..... 400 L/m³.
- Eau :..... 175 L/m³.

L'eau de gâchage doit être propre et sans matières organiques.

I.4.1.1 Résistances mécaniques du béton

a) Résistance à la compression

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours.}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$: $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ si $j > 60$ jours

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \times f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j. \\ f_{c28} & \text{Si } j > 28j. \end{cases}$$

b) Résistance à la traction

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

c) Déformation longitudinale du béton

Il existe deux modules de déformation longitudinale : Le module d'élasticité différée

- Le module de déformation longitudinale instantané :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,195 \text{ MPa.}$$

(BAEL 91, art A.2.1, 21)

➤ le Module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.}$$

(BAEL 91, art A.2.1 22)

➤ Module de déformation transversale

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

$$G = E (1+\nu) \quad \text{Où :}$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de Poisson.

➤ Coefficient de poisson

Le C.B.A 93 donne deux valeurs pour ce coefficient selon les états limite

$\nu = 0,20$ pour le calcul des déformations (ELS).

$\nu = 0.00$ pour le calcul des déformations (ELU).

d) Modèles de calcul

❖ ELU

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I.

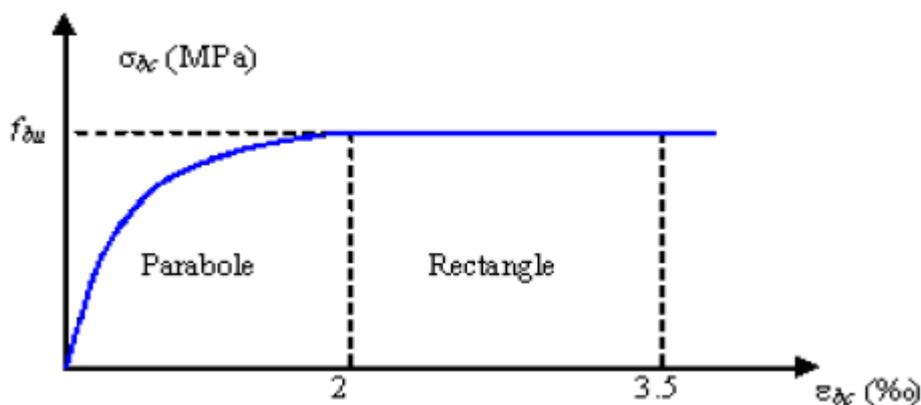


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de béton.

$0 \leq \xi_{bc} \leq 2\%$: c'est une section entièrement comprimée.

$2 \leq \xi_{bc} \leq 3.5\%$: compression avec flexion

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $0.85f_{c28} = (\theta \cdot \gamma_b)$

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

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

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

e. Contrainte limite à la compression

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{Dans notre cas :}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{.....en situation durable S.D} \\ 1.15 & \text{.....en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

γ_b = Coefficient de sécurité partiel

- θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient : $\begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa S.A} \end{cases}$

f. Contrainte limite de cisaillement : (Art 7-4.3. 1 BAEL91)

Pour éviter les fissurations dues aux efforts tranchants, on prend $\alpha_t = 90^\circ$, avec α_t qui est l'angle entre les armatures transversales et longitudinales.

- Les fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \min \{0.2 * f_{cj} \gamma_b ; 5\text{Mpa}\}.$$

- Les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables :

$$\tau_u = \min \{0.15 * f_{cj} \gamma_b ; 4\text{Mpa}\}.$$

1.4.2 Acier

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

Dans ce projet, on va utiliser des aciers de haute adhérence, caractérisée par :

- la limite d'élasticité $f_e = 400\text{Mpa}$.
- le module d'élasticité $E = 200.000\text{MPa}$.

❖ Contraintes limites d'élasticité de l'acier

a) Contrainte limite ultime à l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où : γ_s : coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1.5 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

Pour notre cas : $\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348\text{MPa} \text{.....situations durables.} \\ 400\text{MPa} \text{.....situation accidentelles.} \end{cases}$

b) Contrainte limite de service à l'ELS• **fissuration peut nuisible :**

Il n'y a aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU.

• **fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

• **fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$$

Avec : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA) de } \varnothing \geq 6\text{mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les armatures à haute adhérence de } \varnothing < 6\text{mm.} \\ \eta = 1,00 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \end{array} \right.$$

Cas des éléments exposés au milieu agressif :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

I.5 caractéristiques géotechniques du sol

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble La contrainte admissible de sol = **2.3bars**.

1.6 Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$.
- ✓

I.7 Présentation des règlements de calcul

 **Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites)** : basé sur la théorie des états limites.

➤ **Etats limites ultimes (ELU) :**

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).

• Stabilité de forme. (Non flambement des poteaux et des voiles) La Combinaison d'action à l'état limite ultime est: $q = 1,35G + 1,5Q$.

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 o/oo et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 o/oo dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 o/oo dans le cas de la compression simple.

Etats limites de service (ELS)

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G + Q$$

✚ [RPA99]/version2003 (*Règles Parasismiques Algériennes*) prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

✚ [CBA 93] (*Codes du Béton Armé*)

Les codes du béton armé Algérien CBA 93 (DTR B.C.241) (Ou homologue : B.A.E.L 91) pour le dimensionnement des pièces aux états limites ultimes (E.L.U) et de service (E.L.S).

✚ DTR B.C.2.2 (*Charges permanentes et charges d'exploitation*).

I.8 Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)

- **C = 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C = 3 cm** : les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux...)
- **C = 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.9 Les charges réglementaires (les actions) :

- **les actions permanentes (G):** Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

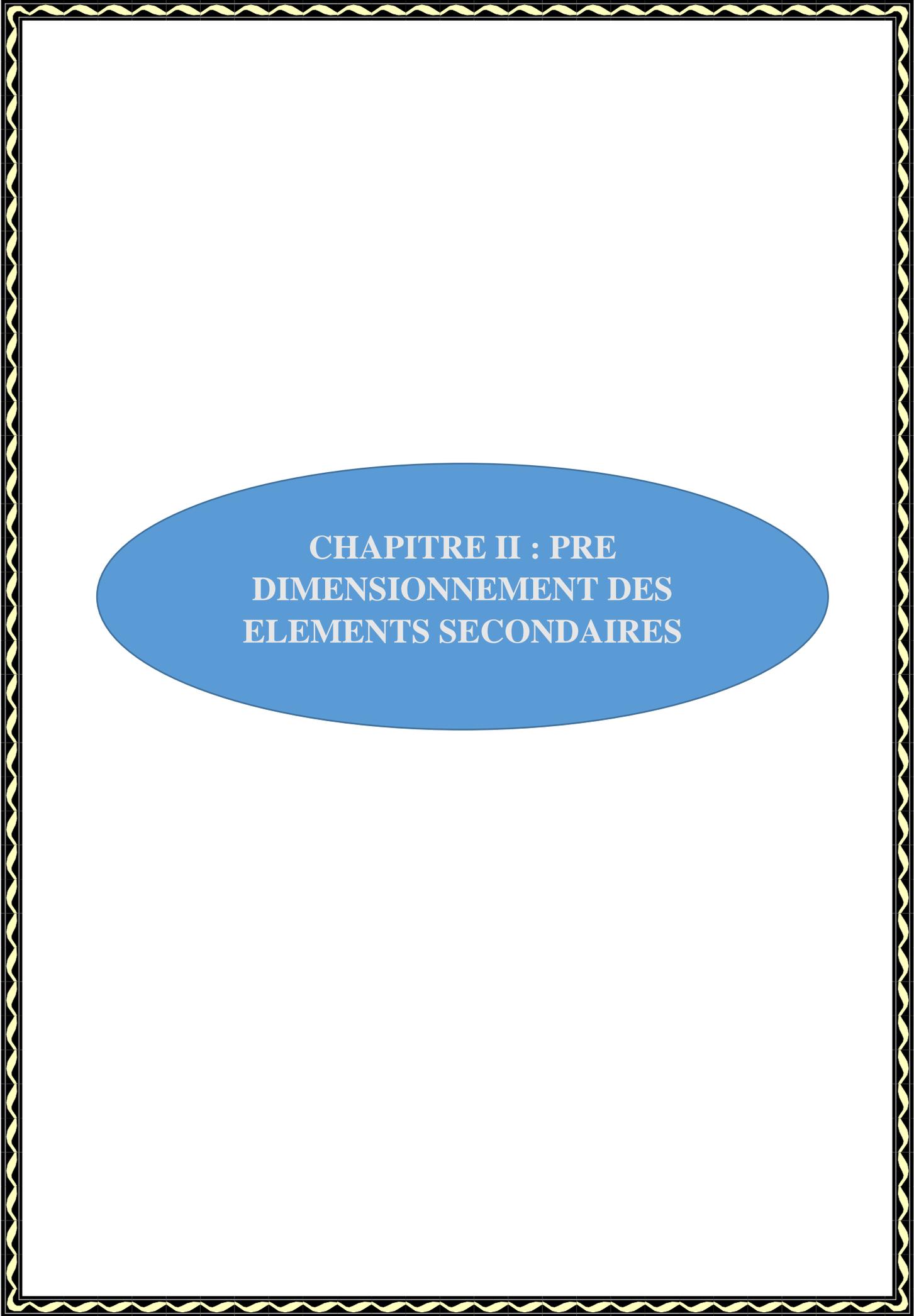
_Poids propre des éléments.

- Poussée des terres,...etc.

- **les actions variables (Qi) :** Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :
 - Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
 - Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait,...etc.
- **les actions accidentelles (Fa) :** Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (séisme, explosion,...etc.).
 - ❖ **Combinaisons d'actions :**
 - **Combinaison du BAEL 91:**
 - ✓ **ELU : $1.35G + 1.5Q$**
 - ✓ **ELS : $G + Q$**
 - **Combinaisons d'actions données par le RPA99 version 2003**
 - ✓ $G + Q \pm E$ (E : effort de séisme).
 - ✓ $0,8G \pm E$ (pour les fondations).
 - ✓ $G + Q \pm 1,2E$ (pour les structures en portiques auto-stables seulement).
 - ✓

I.10 Logiciel utilisés

- ✚ Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel : **ROBOT2014.**
- ✚ Le calcul ferrailage avec le logiciel : **EXPERT 2010.**
- ✚ tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel : **AUTOCAD**



**CHAPITRE II : PRE
DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS SECONDAIRES**

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but “ le pré calcul “ des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du : **CBA 93, BAEL 91 et le RPA 99 V 2003** etc. pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton.

II. 2 Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.2.1 Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de **Thonier 4** et vérifié selon le **RPA99V2003**.

❖ Les poutres principales:

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

L : portée libre de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

❖ Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) :

$$b \geq 20 \text{ cm et } h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\text{max}} = 1,5.h_1 + b_1$$

❖ Critère de rigidité :

$$h \setminus L < 1 \setminus 16$$

$$L_{\text{max}} = 4,70 \text{ m}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \quad \rightarrow \quad 31,33 \text{ cm} \geq h \leq 47 \text{ cm} \quad \text{soit : } h = 40 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

❖ Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $40 > 30 \text{ cm}$ (cv)
- $30 > 20 \text{ cm}$ (cv)
- $1.333 < 4$ (cv)

❖ Les poutres secondaires :

$$L_{\text{max}} = 3,10 \text{ m}$$

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \quad \rightarrow \quad \text{soit : } h = 30 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 9 \leq b \leq 21 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

❖ Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $40 > 30 \text{ cm}$ (cv)
- $30 > 20 \text{ cm}$ (cv)
- $1 < 4$ (cv)

❖ **Vérfications critère de rigidité :**

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{310} \leq \frac{1}{16} \rightarrow 0,096 \leq 0,0625$$

II.2.2 Les poteaux :

Le pré dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité à la compression simple Centré ; par un calcul basé sur la descente des charges.

$$\min [b_1 ; h_1] \geq 25\text{cm}$$

$$\min [b_1 ; h_1] \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$$

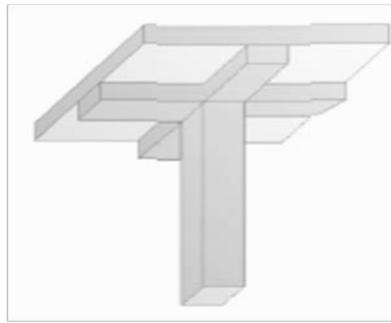


Figure II.1 : coupe en élévation des poteaux

II.2.3 Les voile :

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA99V2003 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ». Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile

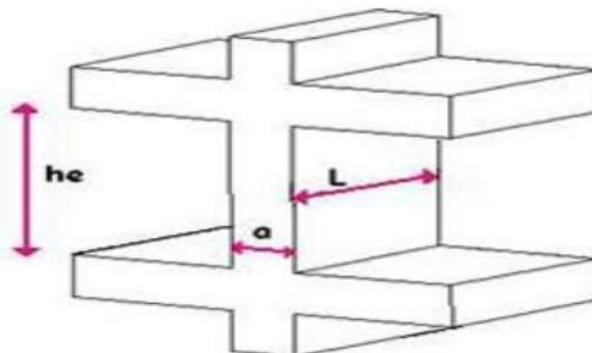


Figure II.2 : coupe en élévation de voile

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile

$$a \geq \max \{he/25, he/22, he/20\}$$

he : L'épaisseur de voile

On prend : he = 3.06 m

Donc :

$$a = 15 \text{ cm}$$

II.2.4 Les plancher:

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux d'une construction, et il est capable de supporter des charges. On distingue deux types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux.
- Plancher en béton armé.

II.2.4.1. Planchers à corps creux :

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants. Il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudés.

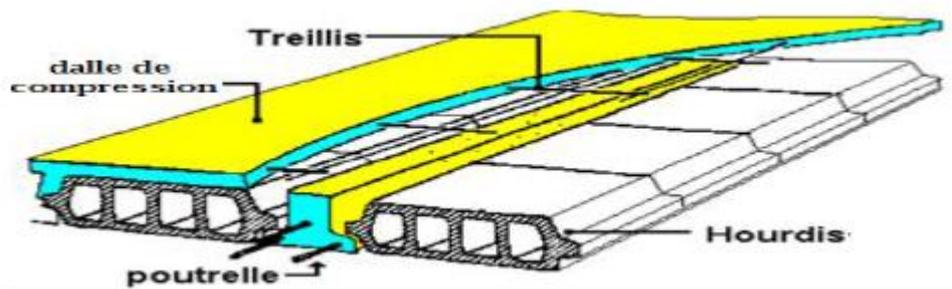


Figure II.3 : Schéma d'une dalle à corps creux.

Leurs épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent Déterminée selon les conditions ci-dessous :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5}$$

Avec :

e : l'épaisseur du plancher.

l : distance maximum entre nus d'appuis

$$e \geq \frac{\min(3,10; 4,70)}{22,5} \Rightarrow e \geq \min(0,137; 0,208) \text{ m} \Rightarrow e \geq 13,7 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de **e = 20cm** = (16+4)

- 16 cm : hauteur du corps creux.
- 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression.

$$0,3 * e \leq b_0 \leq 0,6 * e \Rightarrow 6 \leq b_0 \leq 12$$

Pour la largeur de la nervure nous avons $b_0 = 10 \text{ cm}$

La largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{l}{10}; \frac{h_n}{2} \right\}$$

On prend $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

On aura $b = 2 * b_1 + b_0 = 65 \text{ cm} \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$

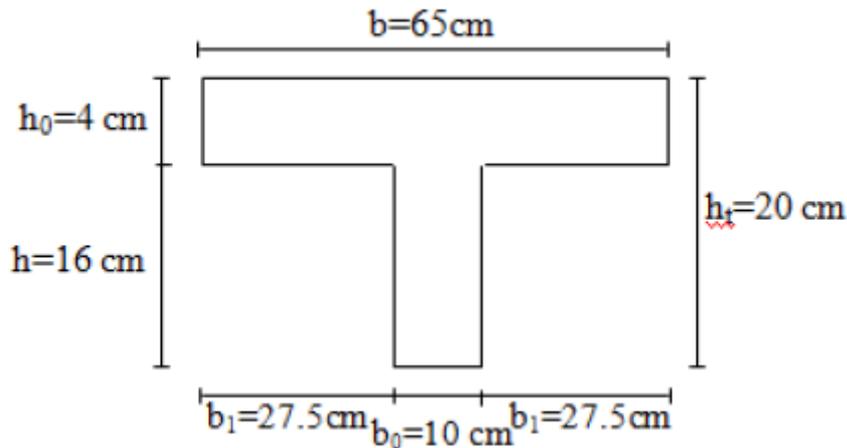


Figure II.4 : Coffrage de plancher

NB : $ht = e = 20 \text{ cm}$

II.2.4.2. Planchers à dalle pleine :

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.

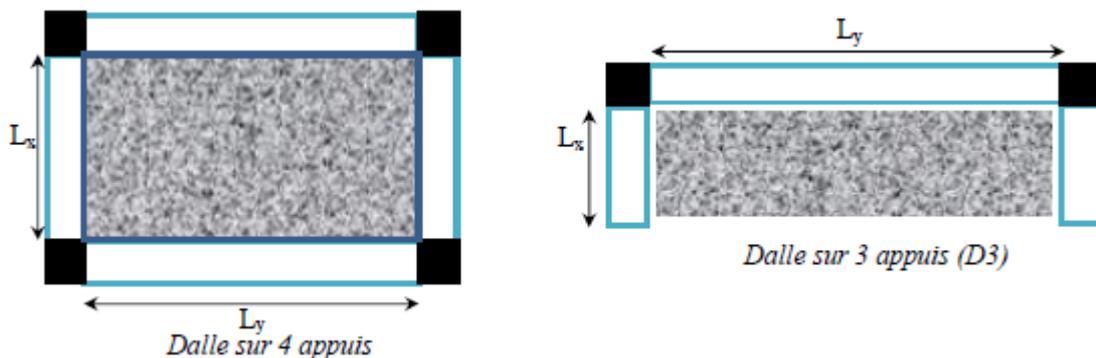


Figure II.5 : Schéma de dalle pleine.

Leurs épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminées selon les conditions ci-dessous :

$$e \geq \max (e_1, e_2, e_3)$$

➤ Résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

On admet que :

$$e_1 = 11 \text{ cm}$$

➤ Condition isolation acoustique :

Contre les bruits d'impacts :

$$e \geq 16 \text{ cm.}$$

➤ **Résistance à la flexion :**

D'après les règles (BAEL 91), l'épaisseur du plancher doit être calculée selon le critère de rigidité :

-Dalles reposant sur deux appuis : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.

-Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à :

$L_x = 3,10 \text{ m}$. Ceci engendre donc :

$$310 / 50 \leq e \leq 310 / 40 \Rightarrow 6,2 \text{ cm} \leq e \leq 7,75 \text{ cm}$$

On prend :

$$e_3 = 7,75 \text{ cm}$$

Donc $e = \max(11 ; 16 ; 7,75)$

$$e = 16 \text{ cm}$$

II.3 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1 Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine sur 3 appuis

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq L / 10 \quad \text{Avec } L : \text{ la largeur de balcon.}$$

$$e \geq 140 / 10 = 14 \text{ cm}$$

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

II.3.2 Les escaliers :

Les escaliers sont coulés surplace, ils sont constitués paillasse appuyée sur les poutres de plancher et de palier intermédiaire appuyées sur les paliers situés.

Caractéristiques techniques :

Un escalier est caractérisé par :

g : largeur de marche (giron)

h : hauteur de la contre marche.

n : nombre de marche.

L : largeur la volée.

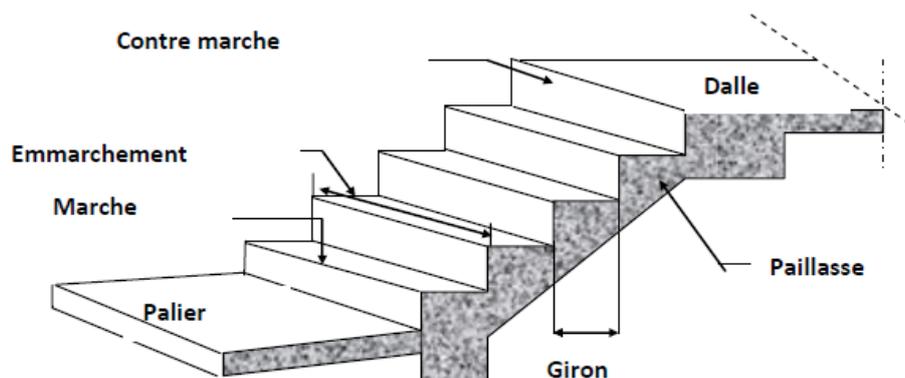


Figure II.6 : Les escaliers

❖ **Calcul du giron (g) et de la hauteur de marche (h) :**

Pour le pré-dimensionnement de l'escalier, on utilise la formule de « **BLONDEL** » ayant l'expression suivante :

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$$

Tel que : **g** : giron (la largeur de la marche).

h : hauteur de la contremarche

Pour le bâtiment à usage d'habitation on a :

$$16.5\text{cm} \leq h \leq 17.5\text{cm}$$

On prend :

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

Donc

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$$

$$60-2 \times 17 \leq g \leq 65-2 \times 17$$

$$26\text{cm} \leq g \leq 31\text{cm}$$

on prend : **g = 28cm.**

❖ **Calcul du nombre de marches (n) et de l'épaisseur de la paillasse et du palier :**

✚ **Niveau (RDC):**

➤ **Le nombre de marche : $n = H/rdc/h = 408/17 = 24 \dots \dots \dots n = 24$ marches.**

➤ **L'épaisseur de la paillasse : on à $L/30 \leq ep \leq L/20$**

1er volet :

On a : $L = 14 \times 28 = 392 \text{ cm.}$

Donc $392/30 \leq ep \leq 392/20$

$$13.06 \text{ cm} \leq ep \leq 19.6 \text{ cm}$$

On prend

$$ep = 15\text{cm.}$$

2ème volet :

On a : $L = 8 \times 28 = 224\text{cm.}$

Donc $224/30 \leq ep \leq 224/20$

$$7.46\text{cm} \leq ep \leq 11.2\text{cm}$$

On prend

$$ep = 15\text{cm.}$$

Conclusion : on prend l'épaisseur maximale entre les deux volets tel que **ep=15 cm.**

➤ **L'épaisseur du palier :**

$$e \geq \max [l/30 ; 10 \text{ cm}]$$

Nous avons : $\text{tang } \alpha = H/L = 153/392 = \alpha = 21,32^\circ$

$$\text{Sin } (21,32^\circ) = H/l \rightarrow l = (21,32^\circ) = 153/0.363 = 420.8\text{cm}$$

$$e \geq \max [15.25\text{cm} ; 10 \text{ cm}]$$

Donc l'épaisseur du palier est **e = 15 cm.**

✚ **Etage courant:**

➤ **Le nombre de marches : $n = H/ec/h = 306/17 = 18 \dots \dots \dots n = 18$ marches.**

➤ **L'épaisseur de la paillasse :**

on a $L/30 \leq ep \leq L/20$

1er volet :

On a : $L = 10 \times 28 = 280 \text{ cm.}$

Donc : $280/30 \leq ep \leq 280/20$ On prend : **ep = 15cm**

2ème volet :

On a : $L = 8 \times 28 = 224 \text{ cm.}$

Donc : $224 \setminus 30 \leq ep \leq 224 \setminus 20$ On prend $ep = 15 \text{ cm.}$

Conclusion : on prend l'épaisseur maximale entre les deux volets tel que $ep = 15 \text{ cm.}$

➤ **L'épaisseur du palier :**

$e \geq \max [L \setminus 30 ; 10 \text{ cm}]$ Nous avons : $\text{tang } \alpha = H \setminus L = 153 \setminus 280$

$\alpha = 28,65^\circ \sin (28,65^\circ) = H \setminus l \rightarrow l = H \setminus (\sin 28,65^\circ) = 153 \setminus 0,47 = 319,11 \text{ cm}$

$e \geq \max [10.64 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}]$

Donc l'épaisseur du palier est $e = 15 \text{ cm.}$

I.4 Evaluation des charges et surcharges

. *Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible*

Elements constituant	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge permanente (KN/m ²)
Guirlande protection	20	0.05	1
Etanchéité multicouche	12	0.02	0.024
Béton de pente	22	0.12	2.64
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Plancher en corps creux (16+4)	/	0.16+0.04	2.8
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Par vapeur	1	0.01	0.01
Papier kraft		2 feuilles	0.5
Totale	G=7.5 (KN/m²) Q= (KN/m²)		

- **plancher courant**

Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher courant

Éléments constituant	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (KN/ m ²)
1)-Carrelage	20	0.02	0.4
2)- Mortier de pose	20	0.02	0.4
3)- lit de sable	18	0.02	0.36
4)- plancher en corps creux	–	(16+4)	2.8
5)- Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
6)- Cloison de séparation	10	0.1	1
Total	G=5.16 (KN/m²)		

- ✓ Charge d'exploitation du plancher étage courante : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $Q=2.5 \text{ (KN/m}^2)$
- ✓ Pour le RDC : $Q=2.5 \text{ kn/m}$
- ✓ Pour le 1er étage $Q=2.5 \text{ kn/m}$ (usage bureau)
- ✓ $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$ (étage courante usage d'habitation)
- ✓ $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher dalle pleine

Eléments Constituant	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m^3)	Charge permanente (KN/m^2)
Carrelage	0.02	2	0.4
Lit de sable	0.02	20	0.4
Dalle plein	0.02	18	0.36
Isolation en brique	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	/	/	1
Revêtement en Ciment	0.02	10	0.2
Total		G=6.11 (KN/m^2)	

- **Mur extérieur :**

Tableau II.4 : Evaluation des charges du mur extérieur

Matériaux	Masse (KN/m^3) volumique	Epaisseur (m)	Charge permanente (kN/m^2)
Brique creuse ext	9	0.10	0.9
Revêtement creuse intérieur	9	0.10	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
	20	0.02	0.4
Total Revêtement en Ciment		G=2.4 (KN/m^2)	

- **Mur intérieur :**

Tableau II.5 : Evaluation des charges du mur intérieur

Matériaux	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Charge permanente (KN/m^2)
Brique creuse intérieure	9	0.1	0.9
Revêtement en plâtre	20	0.02	0.4
Total		G=1.3 (KN/m^2)	

- **Charge et surcharge aux niveaux des escaliers**
 - **Au niveau du palier**

Tableau II.6 : Evaluation des charges du palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge Permanente (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en B A	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.1
Total		G=5.0 (KN/m2) Q= 3.5 (KN/m2)	

- **Au niveau de volée**

Tableau II.7 : Evaluation des charges de volée

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges permanente (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	h=0.17 cos 28.65	25	4.84
Paillasse	15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
Garde de corps	0.01	10	0.1
TOTAL		G=9.67 (KN/m2) Q=2.5 (KN/m2)	

- **Charges et surcharges au niveau des balcons**

Tableau II.8 : Evaluation des charges du balcon

Matériaux	Poids volumique (Kn /m ³)	Epaisseur(m)	G (kn/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en BA	25	0.15	3.75

Enduit en ciment	20	0.02	0.4
G=5.31 KN/m ² Q = 3.5 KN /m ²			

- **Dimensionnement selon BAEL**

$$Br \geq \frac{k*\beta*Nu}{\frac{\theta*f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85*f_{ed}}{100}} ; Br = (a-0.02) (a-0.02)$$

- $K = 1$
- $\theta = 1$
- $\beta = \begin{cases} 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \dots \dots si \quad \lambda < 50 \\ 0.85 * \frac{\lambda^2}{1500} & \dots \dots \dots si \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$
- $F_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$
- $F_{ed} = 384 \text{ Mpa}$

pour tous les armateurs participant à la résistance ,on prend : $\lambda=35$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.$$

$$Br \geq \frac{1*1.2*Nu}{\frac{1*14.2}{0.9} + \frac{0.85*384}{100}}$$

$$Br. (m) \geq 0.064Nu(MN)$$

$$Br. (cm) \geq 640Nu (MN)$$

Nu : Effort normal ultime sollicitant le poteau : $Nu = 1.35*G + 1.5Q$

- **Détermination de la section :**

Pour une section rectangulaire $Br. = (a-0.02) (b-0.02)$:

$$a \geq L_f / 10 \quad , \quad b \leq \frac{Br}{(a-0.02)} + 0.02m$$

$$Br \text{ En } m^2 \quad , \quad L_f \text{ En } m$$

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

- ❖ **Loi de dégression**

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

- **n** : Nombre d'étage ;

- Q_0 : Charge d'exploitation sur la terrasse ;
- $Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$: Charge d'exploitation.

Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau Des Plancher	Charge d'exploitation	La valeur des charges	Σ Charge d'exploitation
Ter	Q_0	1	Q_0
P4	Q_1	1.5	Q_0+Q_1
P3	Q_2	1.5	$Q_0+ 0.95 (Q_1+Q_2)$
P2	Q_3	1.5	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3)$
P1	Q_4	1.5	$Q_0+0.8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
RdC	Q_5	3.5	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4 + Q_5)$

- Poteau central :

La surface revenant au poteau central est : $S = \frac{4.7+3.6}{2} * \frac{2.8+3.10}{2} = 12.24 \text{ m}^2$

La surface majorée de (15%) est : $S' = S \times 1.15 \Rightarrow S' = 14.08 \text{ m}^2$

Tableau II.10 : Charges permanentes et charges d'exploitation de poteaux

Niveau	Élément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
6-6	Plancher terrasse Inaccessible Poutre principale Poutre secondaire	S x G 7.04 x 7.5=52.8 (0.3 x 0.45) x25 x5.1 Gpp=17.21 Gps=9.19 G6-6=79.2 KN/m ²	7 .01 x1 Q6-6=7.08 KN/m ²
5-5	Revenant 6-6 Poutre principale Poutre secondaire Plancher courant	79 .2+17.21+9.19+72.65 G5-5 =178,25 KN/m ²	Q6-6 +Q éta courant Q5-5=7.08+ (1.5 x14.08) Q5-5 =28.2 KN/m ²
4-4	Revenant 5-5 plancher courant Poutre principale+poutre secondaire	178.25+17.21+9.19+72.65 G4-4=277.3 KN/m ²	Q4-4 =28.2+21.12 Q4-4=49.32 KN/m ²
3-3	Plancher courant	277.3+17.21+9.19+72.65 G3-3=376.35 KN/m ²	Q3-3=49.32+21.12 Q3-3=70.44 KN/m ²

	Poutre principale+poutre secondaire Revenant4-4		
2-2	Plancher courant Poutre principale+poutre secondaire Revenant 3-3	376.35+17.21+9.19 +72.65 G2-2=475.4 KN/m ²	70.44 +21.12 Q2-2=91.56 KN/m ²
1-1	Plancher courant Poutre principale+poutre secondaire Revenant 1-1	475.4 +17.21+9.19 +72.65 G1-1=574.45 KN/m ²	91.56+21.12 Q1-1=112.68 KN/m ²
RDC	//	574.45 +17.21 +9.19+72.65 G RDC	112.68 +21.12 QRDC=133.8 KN/m ²

Tableau II.11 : Calcul de l'effort normal ultime des poteaux

Etage	G	Q	Nu (kn/m ²)	Br (cm ²)	A=b(cm.cm)	a x b (selon RPA)	a x b choix
6	79.2	7.08	117.54	75.22	10.67	(30x30)	(40 x40)
5	178.25	28.2	282.94	181.08	15.45	(30x30)	(40x40)
4	277.3	49.32	448.33	286.93	18.93	(30x30)	(40x40)
3	376.35	70.44	613.73	392.78	21.81	(30x30)	(40x40)
2	475.4	91.56	779.13	498.64	24.33	(30x30)	(40 x40)
1	574.45	112.68	944.52	604.49	26.58	(30x30)	(40 x40)
RDC	673.5	133.8	1109.92	710.35	28.65	(30 x30)	(40 x40)

Remarque :

On a adopté la section de poteau (40x40) pour les étages à cause de la trame de L = 5,10 m.

➤ **Vérification des poteaux aux exigences de l'RPA 2003**

Min (b; h) ≥ 30 , Min (b; h) ≥ h_e / 2

$$\frac{1}{4} \frac{b}{h} \leq 4$$

Tableau II.12 : Vérification du RPA

Poteaux	Conditions exigées par RPA/V2003	Valeurs calculées	Observation
40 x40	$\text{Min}(b,h) \geq 30$	$\text{Min}(b,h)=40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b ,h) \geq h_e /20$	$(h_e/20)=15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b /h \leq 4$	$(b/h)=1$	Condition vérifiée

- **Vérification au flambement**

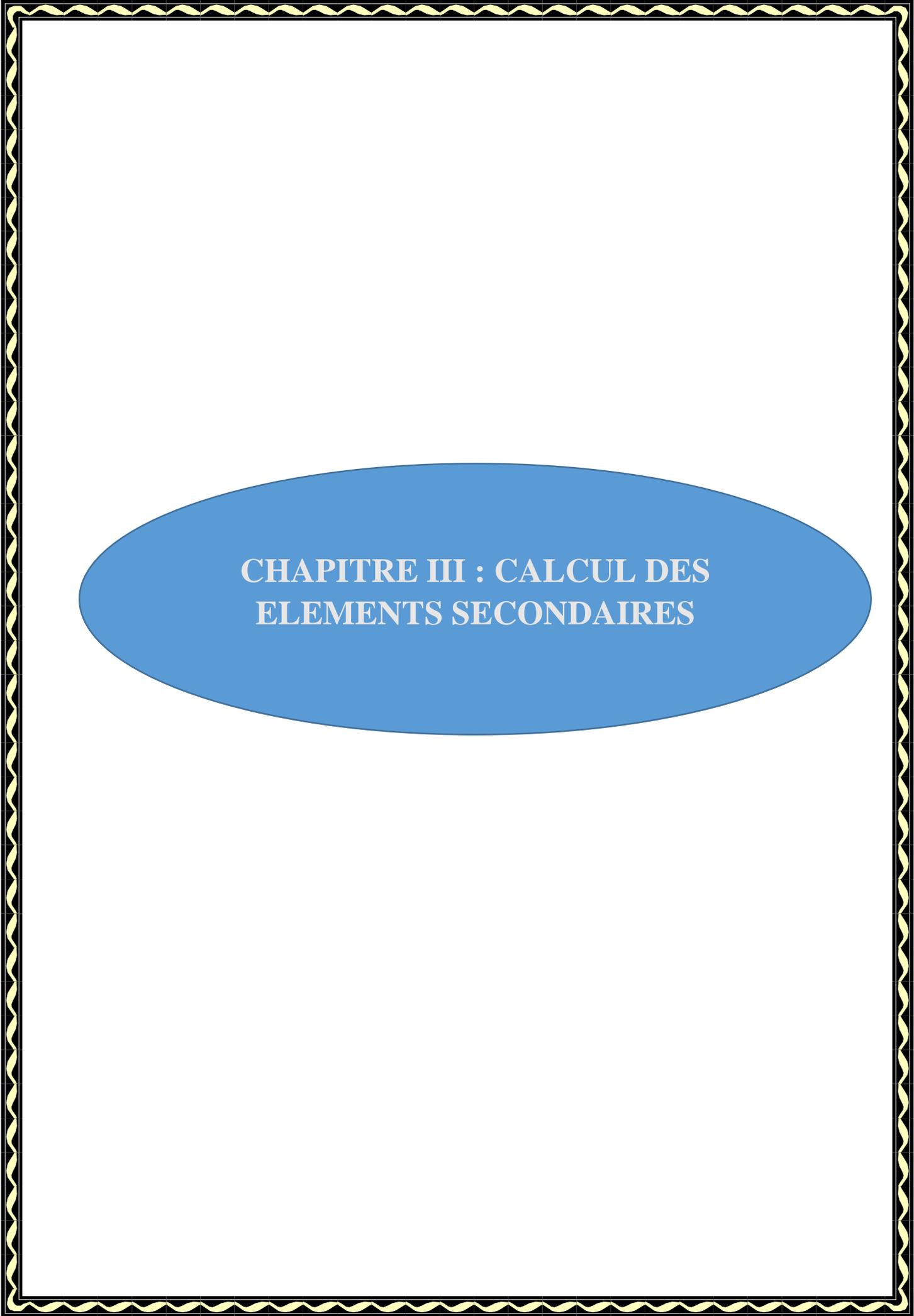
On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$

On a : $L_f = 0.7 \cdot l_0$ (la hauteur de poteaux), $\lambda = L_f / i$ (l'élancement)

$i = I/B$ (rayon de giration de la section transversale)

Tableau II.13 : Vérification au flambement

La section	$L_{f(m)}$	i	λ	$\lambda < 50$
40 x40	2.14	0.093	23.01	Vérifiée



**CHAPITRE III : CALCUL DES
ELEMENTS SECONDAIRES**

III.1.Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2.L'acrotère

III.2.1.Introduction

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 encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

III.2.2 Principe de calcul

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

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

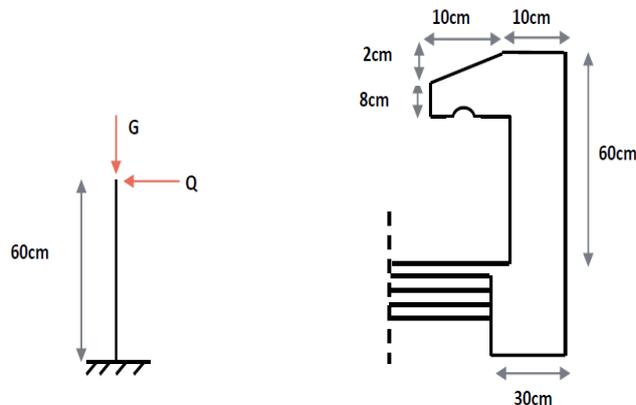


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

a) Schéma statique:

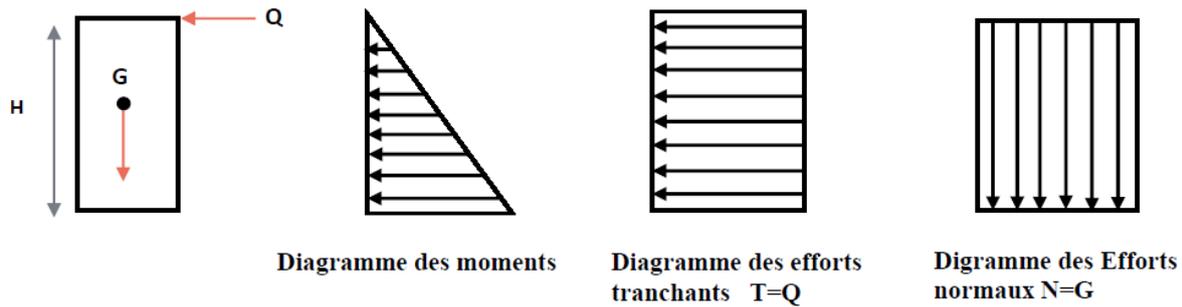


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère

a) Evaluation des charges

Charge permanente :

Surcharge d'exploitation: $Q = 1 \text{ KN/ml}$

b) Détermination des sollicitations



Figure III.3 : Les sollicitations de l'acrotère

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \text{ béton} \times S$.

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,1 \times 0,1 - (0,02 \times 0,1) \sqrt{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Donc } G = 1,725 \text{ KN/m}$$

$$\text{FP} = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,72 = 1,37 \text{ KN/ml.}$$

➤ Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN/m}$

c) Les charges

Poids propre de l'acrotère : $G = 1,72 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $\text{FP} = 1,37 \text{ KN/ml}$

d) Les sollicitations

G ; crée un effort normal : $N_G = G = 1,725 \text{ KN}$

Q ; crée un moment de renversement : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

e) Les combinaisons

➤ A L'ELU:

$$N_U = 1,35 \times N_G = 2,32 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 0,9 \text{ KN.m}$$

➤ A L'ELS :

$$NS = NG = 1.72 \text{ KN}$$

$$Ms = MQ = 0.6 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1 : Sollicitation de calcul.

	V(KN)	M(KN.m)
ELU	2.32	0.90
ELS	1.72	0.60

III.2.3. Ferrailage de l'acrotère

❖ Position du centre de pression

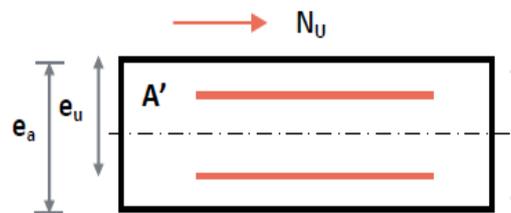


Figure III .4 : Position de centre de pression

$$e_u = M_u / N_u$$

$$e_u = 0.9 \times 10^2 \times 2.32 = 38.79 \text{ cm}$$

$$e_u \approx 39$$

$$h/2 - c = 10/2 - 2 = 3 \text{ cm}$$

b) Calcule en flexion simple

- Moment fictif

$$N_u = 2.32 \text{ KN}$$

$$M_f = N_u \times e_f \Rightarrow e_f = e_u + h/2 - c = 39 + 10/2 - 2 = 42 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2.32 \times 0.42 = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_U = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.97 \cdot 10^3}{100 \cdot 8^2 \cdot 14.2} = 0.010$$

➤ Section d'armature :

$$A_s = \frac{M_U}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.011)})$$

Donc : $\beta = 0.994$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0.97 \times 10}{0.994 \times 0.08 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

c) Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.38 - \frac{2.32 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_c} \cdot \frac{e_s - 0.45 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8}$$

$$A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\begin{cases} e_s = \frac{MS}{NS} = \frac{0.6}{1.72} = 0.35 \text{ m} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$$A_s = 0.31 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Les armatures vérifiant la condition de}$$

non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2 \text{ Répartie sur } 60 \text{ cm de hauteur, avec un espacement :}$$

$$S_r = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage :

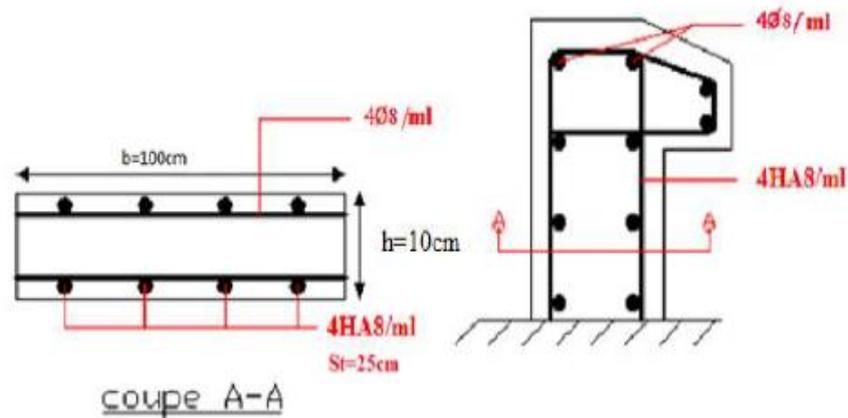


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3 Calcul du Balcon

Le balcon est assimilé à une consol en béton armé encastré à son extrémité de longueur de 1,20 m et d'épaisseur de 15 cm. le calcul fait à la flexion simple et pour une bande de 1m.

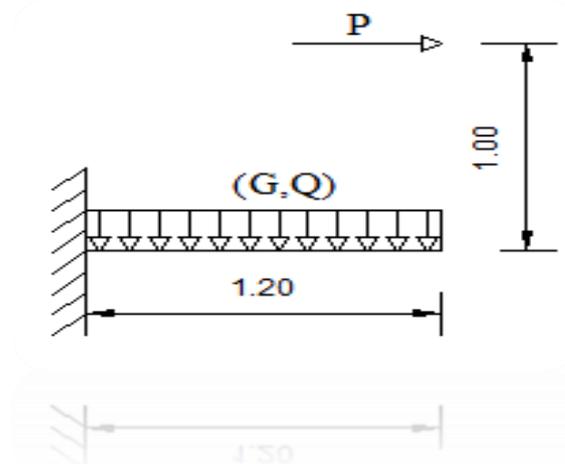


Figure III.6 : Schéma statique de balcon

III.3.1 Evaluation des actions

– Epaisseur de la dalle $e = 15$ cm.

– Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- charges permanentes : $G1 = 5.31$ KN/ m².
- surcharges sur le balcon : $Q1 = 3.5$ KN/ m².
- charges de garde-corps : $G2 = 1$ KN/ m².
- surcharges dus à la main courante : $Q2 = 1$ KN/ m².

a) Calcul des sollicitations :

le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

➤ ELU

$$q_u = 1.35 G1 + 1.5$$

$$q_u = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 = 12.42 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1.5 Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$P_q = 1.35 G_2 = 1.35 \text{ KN}$$

➤ **ELS**

$$q_s = G + Q = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/m.}$$

$$Q_s = Q_2 = 1 \text{ KN.}$$

$$P_s = G_2 = 1 \text{ KN.}$$

b) **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants**

❖ **ELU:**

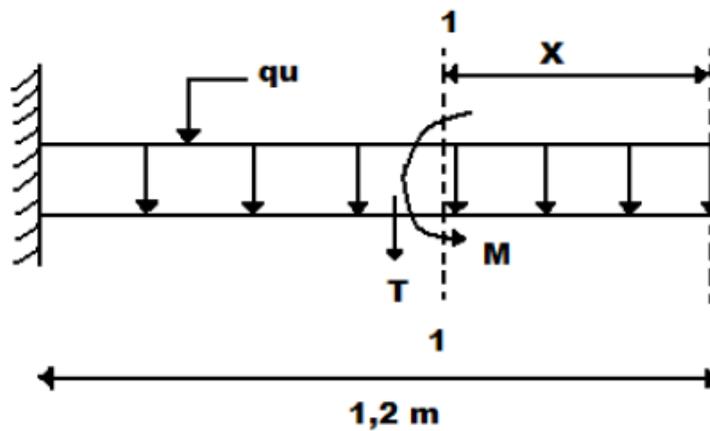


Figure III.7 : Schéma statique de balcon à ELU

❖ **l'ELU**

On a :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + p \times l = 10.44 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times 1,2 = 14.90 \text{ KN.}$$

❖ **A ELS**

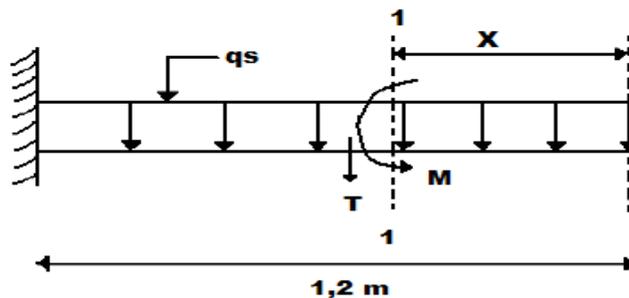


Figure III.8 : Schéma statique de balcon à l'ELS

$$M_s = q_s \times l^2 / 2 + q_{ps} = 7.34 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times 1,20 = 10.57 \text{ KN}$$

Tableau III.2 : Sollicitation de calcul.

	M(KN.m)	V(KN)
ELU	10.44	14.90
ELS	7.34	10.57

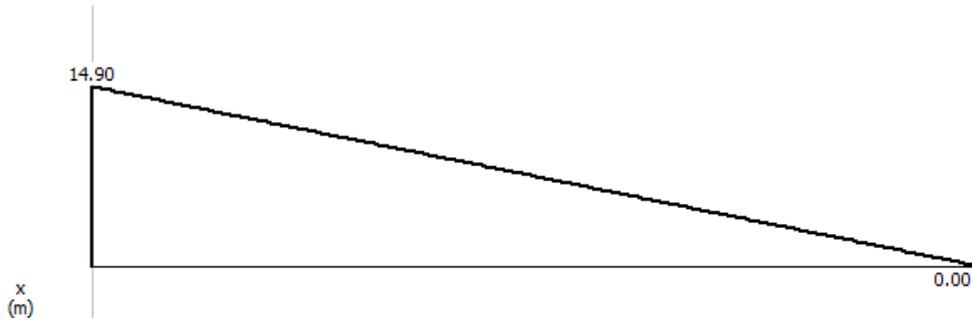


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à ELU :

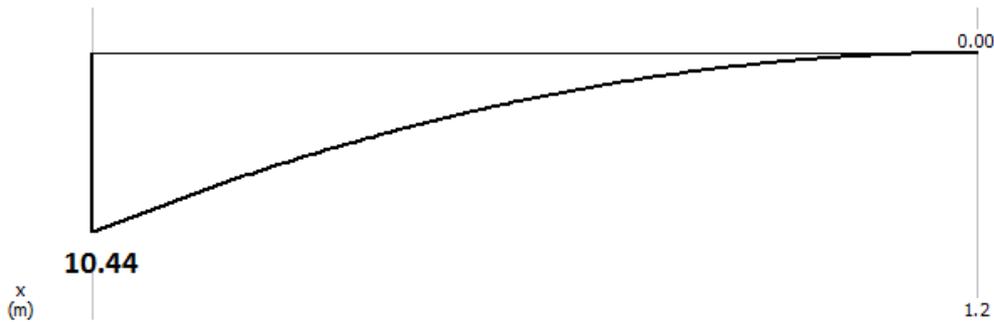


Figure III.10 : Diagramme de moment à ELU :

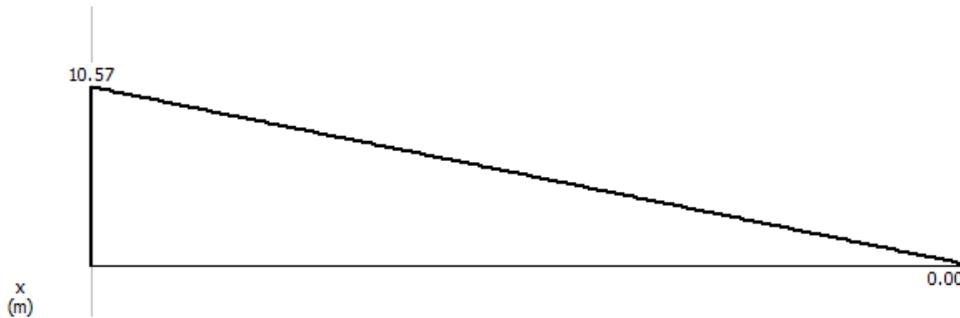


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à ELS :

:

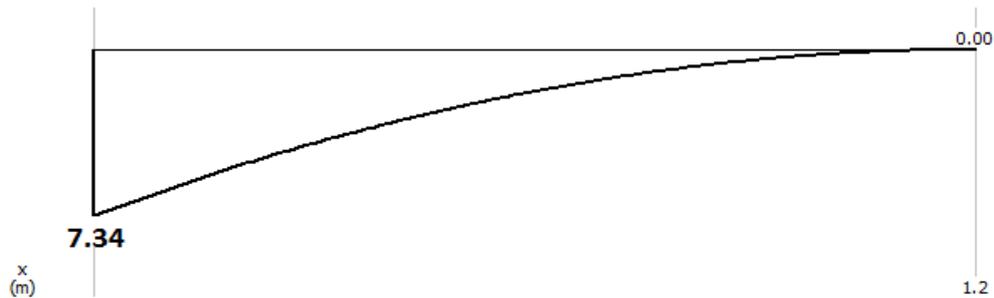


Figure III.12 : Diagramme de moment à ELS

d) Détermination du ferrailage :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

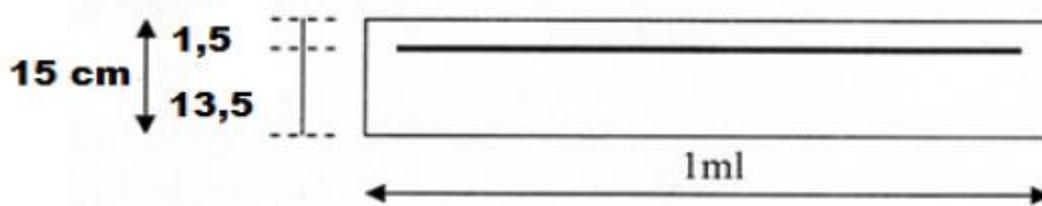


Figure III.13 : schéma statique du balcon

❖ ELU :

$$h = 15 \text{ cm.} \quad d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm.} \quad b = 1 \text{ m} \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,44}{7,34} = 1,42$$

$$\Rightarrow Z = 0,132 \text{ m.} \quad A_{st} = 2,27 \text{ cm}^2 = 2,3 \text{ cm}^2$$

•Condition de non fragilité :

$$A_u \geq A_{min} = 0,23 b_0 d \frac{F_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{min}\} \quad A_s = 2,3 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

➔ choix des armatures de répartitions :

$$A_r = A_u / 4 = 0,785 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2. \quad S_r = 25 \text{ cm.}$$

b) Vérification de disposition d'armature :

Armature longitudinale :

$$S_t \leq \{\min 3h ; 33\text{cm}\} \quad S_t \leq \{\min 45 ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \quad S_t = 25 < 33 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \{\min 4h ; 45\text{cm}\} \quad S_t \leq \{\min 4 \times 15 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \quad S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

a) Contrainte de cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Donc : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$

Et : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

V_u : L'effort tranchant à l'ELU

$V_u = q_u l + p_u = 14.90\text{KN}$

Donc : $\tau_u = \frac{14.90 \times 10^3}{100 \times 135} = 1.10\text{MPa}$

D'où $\tau_u = 1.10\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifié**

➔ **Vérification de l'effort tranchant :** $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14.90}{100 \times 135} \times 10^3 = 1,10\text{MPa}$

F.P..... $\bar{\tau}_u = \text{min} (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 4\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$

$\tau_u = 0,10\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**

❖ **Vérification à l'ELS**

Tableau. III 3 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
7.34	3.14	3.1	6087	3.8	15	187.6	201.6	C.V

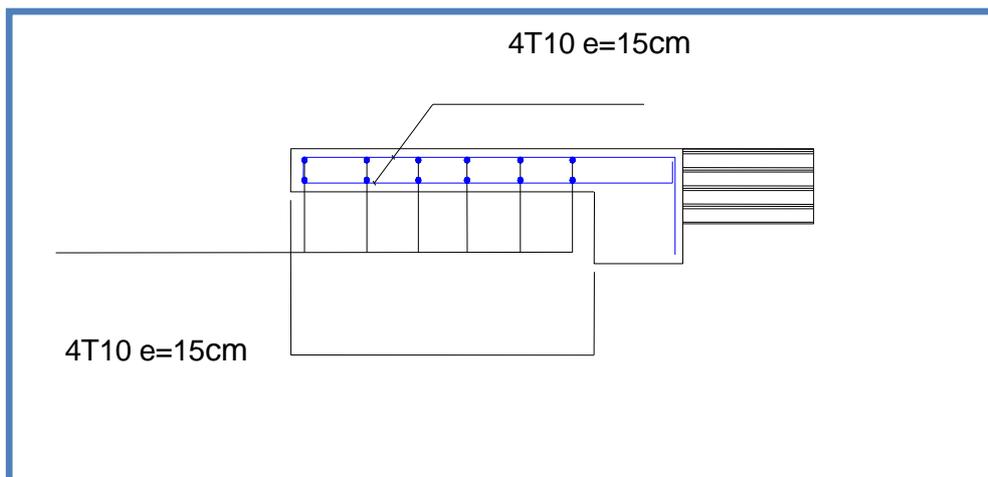


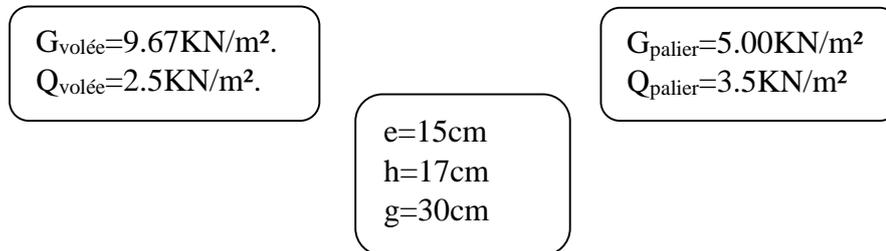
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de balcon

III.4.1 Les escaliers :

Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec deux volées composées d'une

paillasse en béton armé et de marches rectangulaires. Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

III.4.1. Evaluation des charges :



III.4.2.1^{ère} type d'escalier :

1. Combinaison des charges:

- Etat limite ultime (ELU):

$$q_1 = [1.35G_{volée} + 1.5Q_{volée}] \cdot 1m = [1.35 \times 9.67 + 1.5 \times 2.5] \cdot 1m = 16.80 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = [1.35G_{palier} + 1.5Q_{palier}] \cdot 1m = [1.35 \times 5.00 + 1.5 \times 3.5] \cdot 1m = 12.00 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite service (ELS):

$$q_1 = [G_{volée} + Q_{volée}] \cdot 1m = [9.67 + 2.5] \cdot 1m = 12.17 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = [G_{palier} + Q_{palier}] \cdot 1m = [5.00 + 3.5] \cdot 1m = 8.5 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul des sollicitations :

Schéma statique :

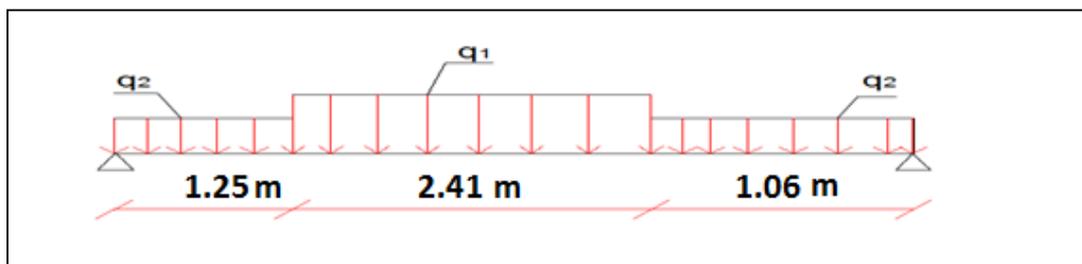


Figure III.15 : Schéma statique d'escalier.

Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_{u_{max}} = 43.56 \text{ KN.m}$$

$$T_{u_{max}} = 33.87 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 0.5M_{u_{max}} = 0.5 \times 43.56 = 21.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{travée} = 0.75M_{u_{max}} = 0.75 \times 43.56 = 32.67 \text{ KN.m}$$

A L'ELU :

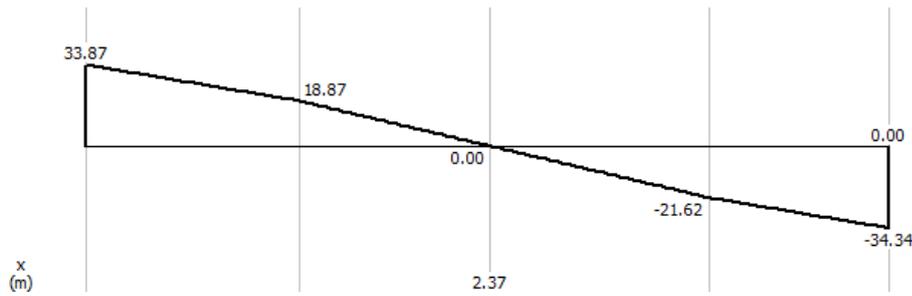


Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

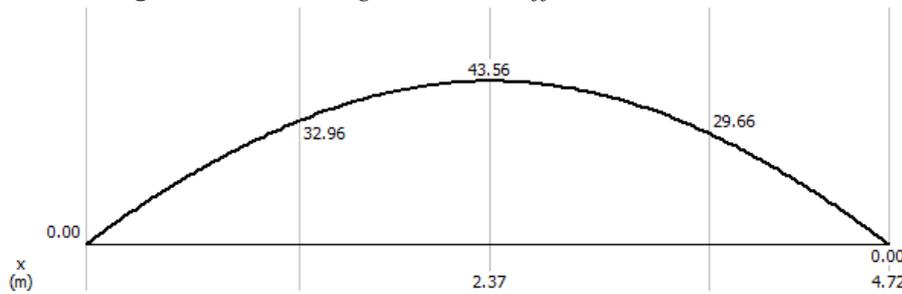


Figure III.17 : Diagramme des moments à l'ELU.

A L'ELS:

Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_{S_{max}} = 31.43 \text{ kN.m} \quad T_{S_{max}} = 24.30 \text{ kN}$$

$$M_{appuis} = 0.5 M_{S_{max}} = 0.5 \times 31.43 = 15.71 \text{ kN.m}$$

$$M_{travée} = 0.75 M_{S_{max}} = 0.75 \times 31.43 = 23.57 \text{ kN.m}$$

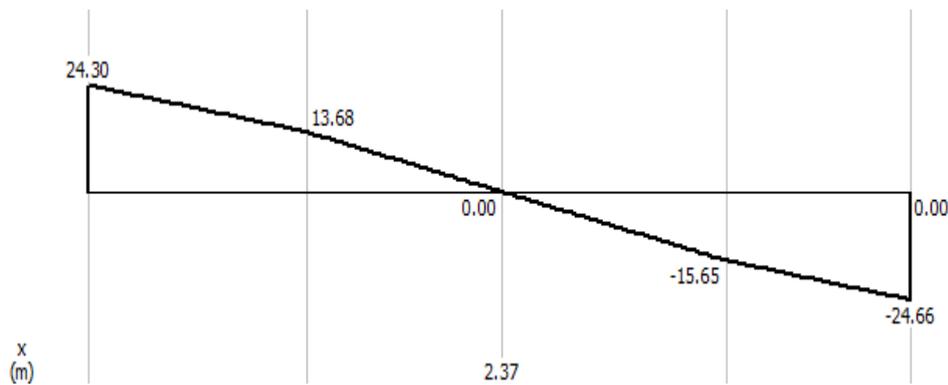
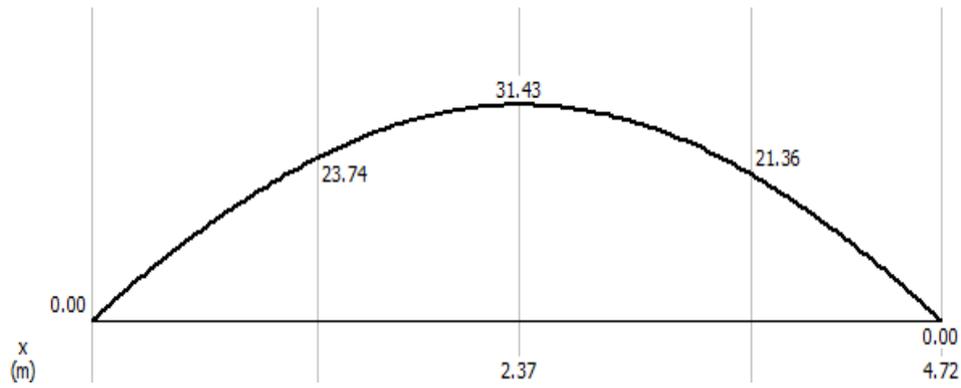


Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

**Ferraillage à L'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

Tel que : $b=100cm$; $h=20cm$

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14.2MPa ; f_{t28} = 2.10MPa ; \gamma_b = 1.5 ; c=c'=2cm ; d=18cm$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1.15 ; f_e = 400Mpa$$

armature longitudinal

$$\mu_{bu} = M_u / (bd^2 f_{bc})$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu})$$

$$A_{st} = M_u / (Z_b \times \sigma_{st})$$

Tableau III.4 : Calcul du ferrailage d'escalier.

Position	Mu (KN.m)	μ_{bu}	μ	As' (cm ²)	Z _b (cm)	As (cm ²)	As adopte	Choix	Ep (cm)
En travées	32.67	0.07118	0.391	0	17.23	5.42	5.65	5HA12	20
Sur appuis	21.87	0.04765	0.391	0	17.48	3.58	3.93	5HA10	20

Espacement :

$$\text{En travées: } esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

$$\text{Sur appuis: } esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$\text{En travées: } Ar_{travée} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } \mathbf{4HA10} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec } St = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appuis: } Ar_{appui} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } \mathbf{4HA10} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec } St = 25 \text{ cm}$$

4. Vérifications:

A L'ELU :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{travée}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_{s_{appui}} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification des dispositions d'armatures :

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures longitudinales : $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots Cv$

Armatures de répartition : $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots Cv$

c. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{33.87 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.188 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0.188 \text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

e. Influence sur les armatures longitudinales inférieurs

On doit vérifier que

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right]$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 33.87 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 21.87 \text{ KN.m}$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3.93 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 10}{400} \left[33.87 + \frac{21.87}{0.9 \times 0.18} \right] = 4.85 \text{ cm}^2 \quad \text{condition n vérifié.}$$

A L'ELS :

a)-Vérification des contraintes de compression dans le béton:

$$\text{Position de l'axe neutre "y":} \quad \frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Moment d'inertie "I":

Avec : $n=15$; $c=d'=2 \text{ cm}$; $d=18 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$; $A'_s=0$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

Mser (KN.m)	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
23.57	5.65	4.7	184551	6.1	C.V
15.71	3.93	4.1	13686	4.7	C.V

b)-Vérification de la flèche :

D'après l'article (II.11.3.1) du *formulaire du béton armé*, Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{510} = 0.039 < 0.0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{6.15}{100 \times 18} = 0.0034 < 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.039 < \frac{1}{10} = 0.1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible

La flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_s \times l^2}{10E_I I_{fi}} : \text{La flèche due aux charges instantanées.} \\ f_v = \frac{M_s \times l^2}{10E_v I_{fv}} : \text{La flèche due aux charges différée «longues durée».} \\ f = \frac{L}{1000} + 0.5 : \text{La flèche admissible.} \quad L=5.10\text{m} > 5\text{m} \end{array} \right.$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

Moment d'inertie fictive :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_i} \\ I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} \end{array} \right. \quad \mu = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

Avec:

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 0.4\lambda_i \sigma_s = \frac{M_{ser}}{d \cdot A_s}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 MPa.$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 MPa$$

Tableau III.6 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Mser (KN.m)	As (cm ²)	ρ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi}	I _{fv}
23.57	5.65	0.0031	231.76	6.774	2.71	0.74	72090.67	13188.58	79299.74

$$f_i = \frac{M_s \times l^2}{10E_i I_{fi}} : \text{La flèche due aux charges instantanées.}$$

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{10E_v I_{fv}} :$$

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0.07 \text{ cm} \\ f_v = 0.1 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.03 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{510}{1000} + 0.5 = 1.01 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0.03 \text{ cm} < \bar{f} = 1.01 \text{ cm} \dots \dots \dots C. \text{Vérifiée.}$$

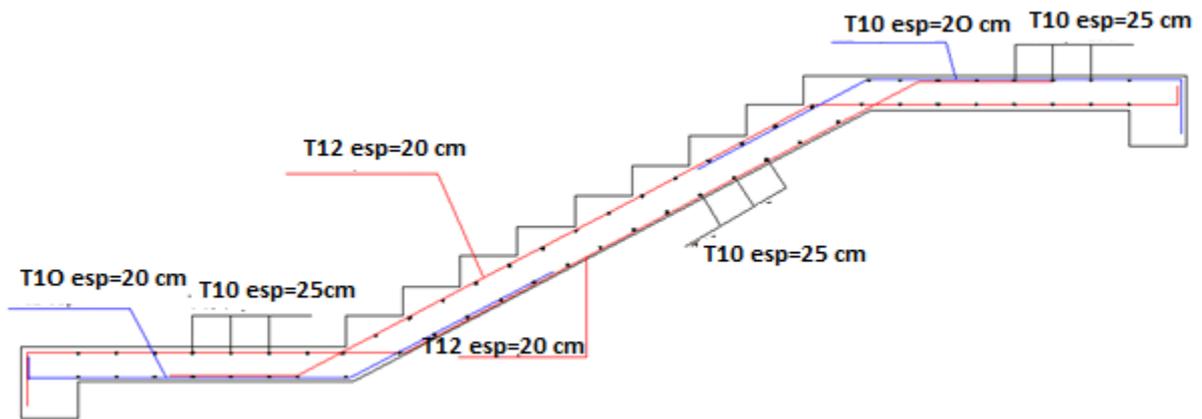


Figure III.21 : Ferrailage 1^{ère} type d'escalier.

III.4.2.2^{ème} type d'escalier :

1. Combinaison des charges :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1 = [1.35G_{volée} + 1.5Q_{volée}] \cdot 1m = [1.35 \times 9.67 + 1.5 \times 2.5] \cdot 1m = 16.80 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = [1.35G_{palier} + 1.5Q_{palier}] \cdot 1m = [1.35 \times 5.00 + 1.5 \times 3.5] \cdot 1m = 12.00 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite service (ELS) :

$$q_1 = [G_{\text{volée}} + Q_{\text{volée}}] \cdot 1\text{m} = [9.67 + 2.5] \cdot 1\text{m} = 12.17\text{KN/ml}$$

$$q_2 = [G_{\text{palier}} + Q_{\text{palier}}] \cdot 1\text{m} = [5.00 + 3.5] \cdot 1\text{m} = 8.5\text{KN/ml}$$

2. Calcul des sollicitations :

Schéma statique :

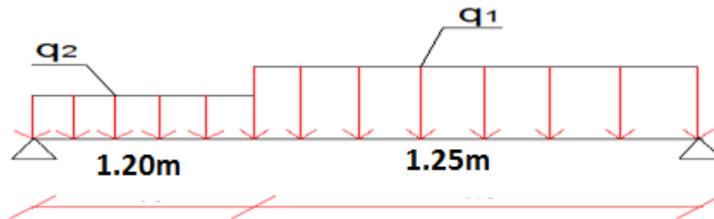


Figure III.22 : Schéma statique d'escalier

À L'ELU :

Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_{u_{\max}} = 10.94\text{KN.m} \quad T_{u_{\max}} = 16.23\text{KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 0.5M_{u_{\max}} = 0.5 \times 10.94 = 5.47\text{KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0.75M_{u_{\max}} = 0.75 \times 10.94 = 8.20\text{KN.m}$$

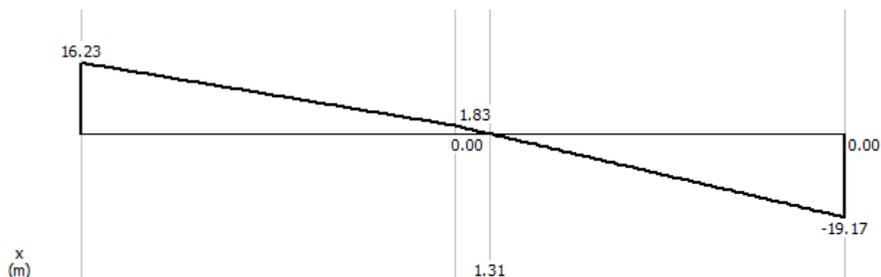


Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

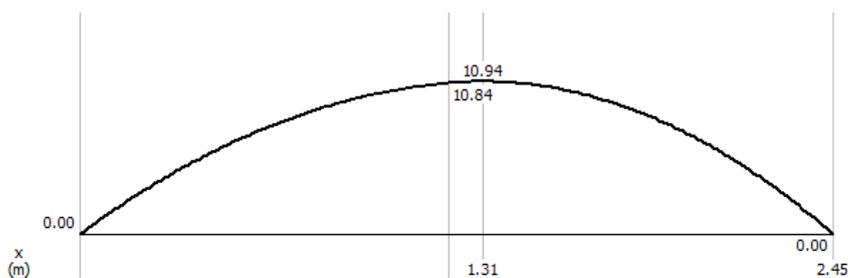


Figure III.24 : Diagramme des moments à l'ELU.

A L'ELS

Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_{S_{max}}=7.85 \text{ KN.m} \quad T_{S_{max}}=11.58 \text{ KN}$$

$$M_{appuis}=0.5M_{S_{max}}=0.5 \times 7.85 = 3.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{travée}=0.75M_{S_{max}}=0.75 \times 7.85 = 5.89 \text{ KN.m}$$

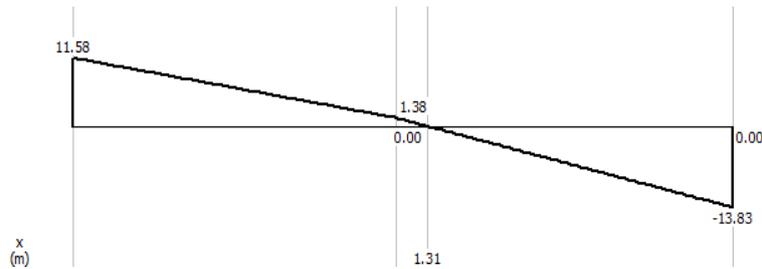


Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

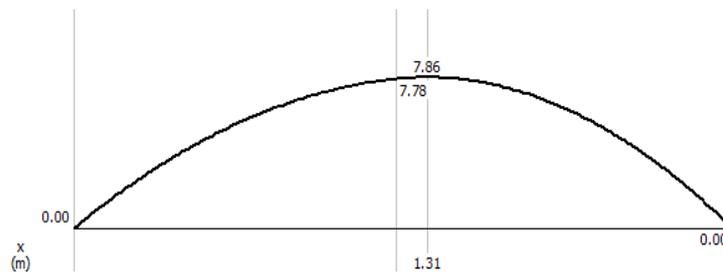


Figure III.26 : Diagramme des moments à l'ELS.

3. Ferrailage à L'ELU :

Tableau III.7 : Calcul du ferrailage d'escalier.

Position	Mu (KN.m)	μ_{bu}	μ_l	As' (cm ²)	Z _b (cm)	As (cm ²)	As adopte	Choix	Ep (cm)
En travées	8.20	0.01786	0.391	0	17.80	1.32	3.93	5HA10	20
Sur appuis	5.47	0.01192	0.391	0	17.80	0.88	3.93	5HA10	20

Armature de répartition :

En travées: $A_{r_{travée}} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \implies$ soit **4HA10** = 3.14 cm² avec St = 25cm

Sur appuis: $A_{r_{appuis}} = \frac{A_{sr}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit **4HA10** = 3.14 cm² avec St = 25cm

4. Vérifications:

A L'ELU :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{travée}} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_{s_{appuis}} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification des dispositions d'armatures :

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs Suivantes :

Armatures longitudinales : $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$

Armatures de répartition : $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$

c. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{16.23 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.090 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0.090 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

e. Influence sur les armatures longitudinales inférieurs (Art : A.5.1.3.21. BAEL91 /99.)

On doit vérifier que

$$A_{s_{appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_{appui}}{0.9d} \right]$$

$$A_{s_{appui}} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 16.23 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 5.47 \text{ KN.m}$$

$$A_{s_{appui}} = 3.93 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 10}{400} \left[16.23 + \frac{5.47}{0.9 \times 0.18} \right] = 1.43 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié.}$$

A L'ELS :

a)-Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Tableau III.8 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Mser (KN.m)	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
5.89	3.93	4.1	13686	1.8	C.V
3.92	3.93	4.1	13686	1.2	C.V

b)-Vérification de la flèche :

D'après l'article (II.11.3.1) Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{589} = 0.034 < 0.0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{9.24}{100 \times 18} = 0.0051 < 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.034 < \frac{1}{10} = 0.1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Tableau III.9 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Mser (KN.m)	As (cm ²)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi}	I _{fv}
5.89	3.93	0.0019	83.26	11.05	4.42	0.34	70439.47	16288.3	30958.69

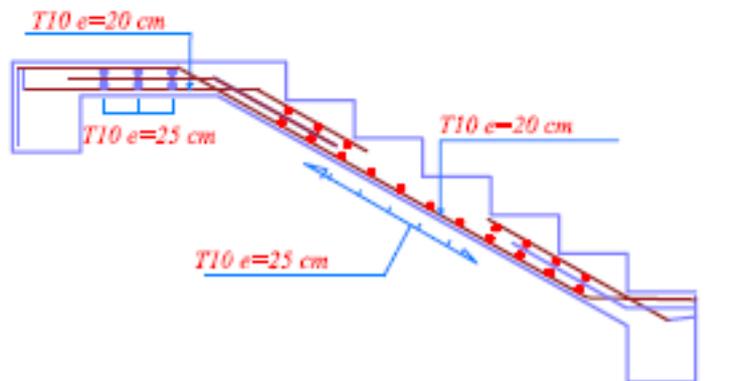


Figure III.27 : Ferrailage 2^{ème} type d'escalier

III.5 Etude de la poutre palière

➤ Pour étage courant :

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction **B** calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

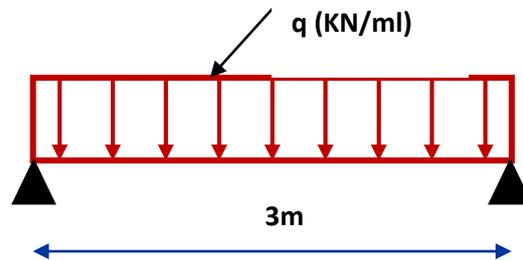


Figure III.28 : schéma statique de la poutre palière

1) Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL 91[2], les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Longrightarrow \quad 20 \leq h \leq 30 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad h = 25 \text{ cm.} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \Longrightarrow \quad 7.5 \leq b \leq 15 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad b = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On adopte $(b \times h) = (30 \times 35)$.

• Verification:

Le RPA99 [1] préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \text{OK.} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{OK.} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots \text{OK.} \end{array} \right.$$

Nous prenons : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

2) Chargement de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à :

1. Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$.
2. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$.
3. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maç}} = 2.2 (3.06 - 0.35) \frac{1}{2} = 2.981 \text{ KN/ml}$.
4. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :
 - ELU : $R_b = 24.49 \text{ KN}$.
 - ELS : $R_b = 17.64 \text{ KN}$.

3) Combinaison de charge :

➤ À l'ELU :

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (2.625 + 2.981) + 24.49 = 32.05 \text{ KN/ml.}$$

➤ À l'ELS :

$$q_s = G_p + G_{\text{maç}} + R_b = 2.625 + 2.981 + 17.65 = 23.25 \text{ KN/ml.}$$

4) Calcul des sollicitations :

➤ À l'ELU :

• Moment isostatique :

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 32.05 \times \frac{(3)^2}{8} = 36.05 \text{ KNm}$$

• Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{32.05 \times 3}{2} = 48.07 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 36.05 = -10.81 \text{ KN.m} \implies M_a = -10.81 \text{ KN.m}$

Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = 30.64 \text{ KN.m} \implies M_t = 30.64 \text{ KN.m}$

➤ À l'ELS :

• Moment isostatique :

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 23.25 \times \frac{(3)^2}{8} = 26.15 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{23.25 \times 3}{2} = 34.86 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -7.84 \text{ KN.m}$

Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = 22.22 \text{ KN.m}$

5) Diagramme des moments et des efforts tranchants :

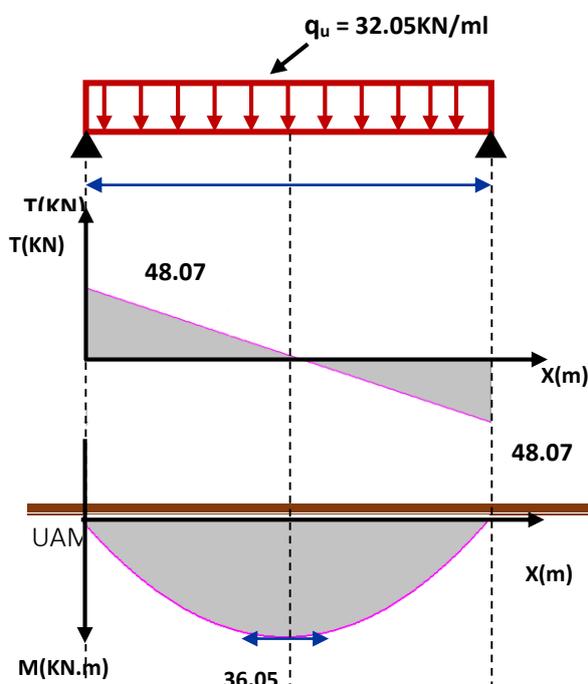
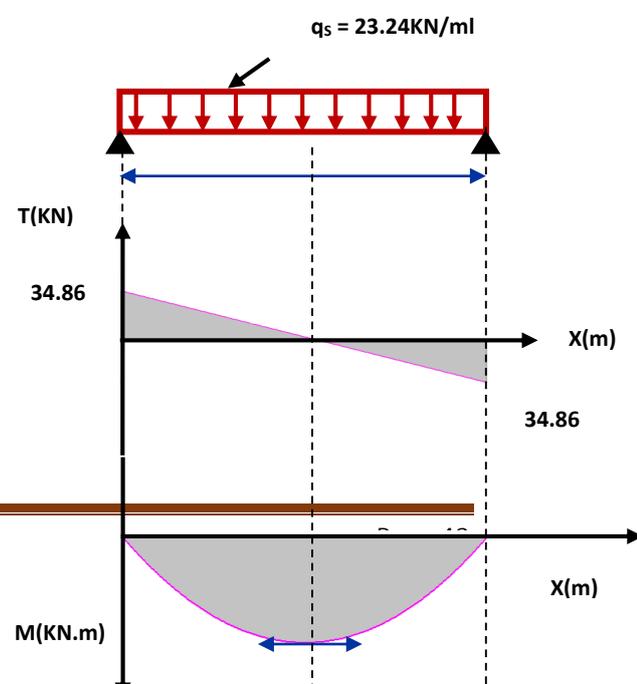
À l'ELU :À l'ELS :

Figure III.29 : Diagramme des moments et des efforts tranchants

6) Calcul des armatures :

➤ En appuis :

$$A_a = \frac{M_a}{z_b f_{ed}} = \frac{10.81 \times 10}{0.31 \times 348} = 1 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30.64 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.32)^2 \times 14.2} = 0.070$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{30.64 \times 10}{0.30 \times 348} = 2.93 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_t = 3\text{H}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

7) Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appuis : } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u^{\max} = 48.07 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{48.07 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.5 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) *Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :*

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- *Influence sur le béton : (Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).*

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_U = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec :

$$a=0,9d \text{ (longueur de l'appui)}$$

$$T_u^{\max} = 48.07 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_U = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN}$$

$$T_U = 48.07 \text{ KN} \leq \bar{T}_U = 576 \text{ KN} \implies \text{C.V}$$

- *Calcul des armatures transversales :*

$$St \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) = \min (28,8, 40) = 28,8\text{cm} \implies St = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \implies A_t \geq \frac{b x S_t x 0,4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

On prend des $\phi 10$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

8) Vérification à L'ELS :

Tableau III.10 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

	M ser (KN.M)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	22.22	3.39	34.1832x10 ³	8.85	65	5.76	15	C. Vérifié
appui	7.84	3.39	34.1832x10 ³	8.85	22.93	2.03	15	C. Vérifié

9) Etude de la poutre à la torsion : (Selon BAEL91 révisé99)

a) *Armatures longitudinales :*

$$M_{\text{tor}} = 6.44 \text{ KN.m ;}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{1,15 \times 100 \times M_{\text{tor}} \times \Omega}{2\mu f_e} = \frac{1,15 \times 100 \times 6,44 \times 0,075 \times 10^{-2}}{2 \times 1,1 \times 400}$$

$$A_{\text{tor}} = 6,31 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,31 \text{ cm}^2$$

b) *Contrainte de cisaillement due à la torsion :*

$$\tau_{utor} = \frac{0.01 \times M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{0.01 \times 6.44 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 8.58 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau_{uTot} = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

c) *Armatures transversales :*

$$A_{tr\ tor} = \frac{1.15 \times M_{tor} \times S_t}{2 \Omega f_e} = \frac{1.15 \times 6.44 \times 0.2 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.246 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.246 \text{ cm}^2$$

Avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

10) *Ferraillage finale de la poutre palière :*

a) *Armatures longitudinales :*

• **En travée :**

$$A_S = A_t + \frac{A_{tor}}{2} = 3.39 + \frac{6.31}{2} = 6.54 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$A_S = A_a + \frac{A_{tor}}{2} = 3.39 + \frac{6.31}{2} = 6.54 \text{ cm}^2$$

b) *Armatures transversales:*

$$A = A_{tr\ tor} + A_t \implies A = 0.246 + 0.6 = 0.846 \text{ cm}^2.$$

Tableau III.11 : Ferraillage de poutre palière.

Armatures longitudinal (cm ²)		Armature transversals (cm ²)
Travée	Appui	
3HA14 + 3HA10 = 6.98	3HA14 + 3HA10 = 6.98	Cad + etr Ø10 = 1.57

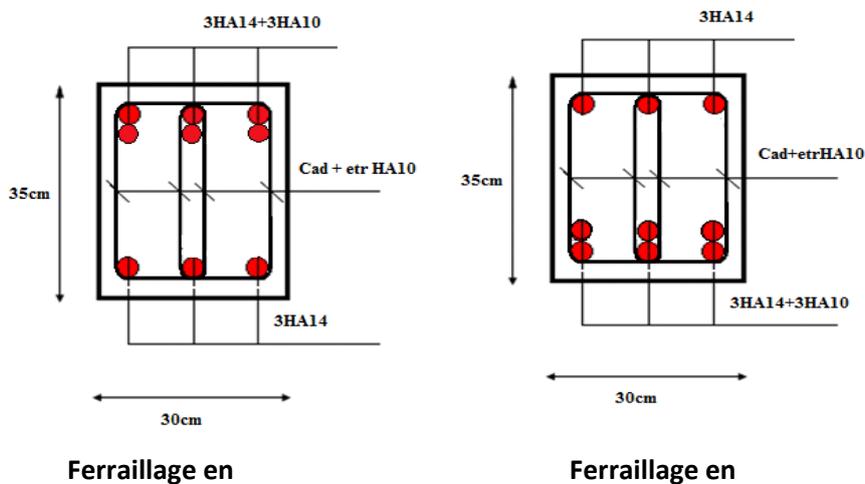


Figure III.30 : Ferraillage de la poutre

III.6. Les Planchers

Les plancher de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm.

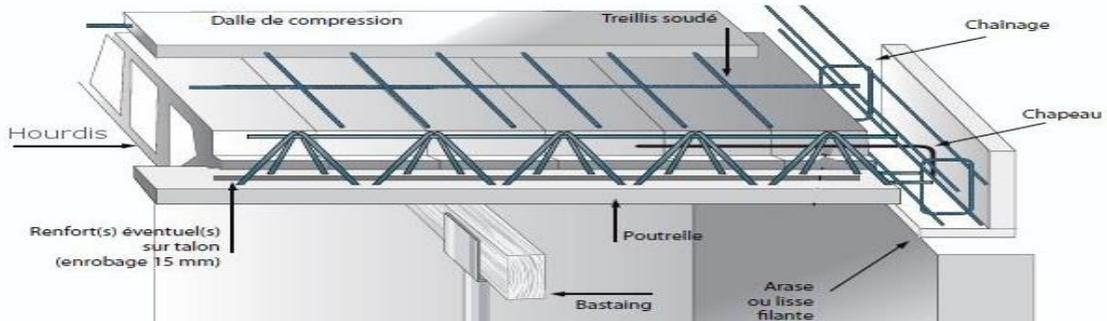


Figure III.31 : schéma de mise en œuvre de plancher.

III.6.1. Pré-Dimensionnement des poutrelles:

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères.

- Elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales.
- Si les poutres dans le deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

III.6.2. Calcul des poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux phases :

- Le calcul avant coulage.
- Le calcul après coulage.

Première Phase de calcul (avant le coulage):

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

Charge permanente :

- Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.13$ KN/m
- Poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62$ KN/m

$$G_{\text{tot}} = 0.74 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 0.65 \times 1 = 0.65 \text{ KN/m}$$

a)-Sollicitations combinées :

$$\checkmark \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 0.65 = 1.99 \text{ KN/m}$$

$$\checkmark \text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 0.75 + 0.65 = 1.4 \text{ KN/m.}$$

b)-Sollicitations de calcul :

$$\text{On prend : } L^{\text{max}} = 5.10 \text{ m}$$

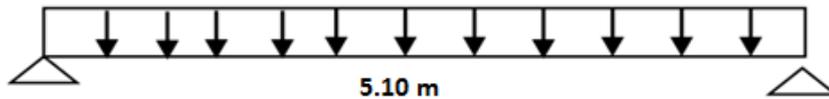


Figure III.32 : Schéma isostatique de la poutrelle.

c)-Calcul de ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple.

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$;

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$;

Tableau III.12: Calcul de sollicitation. De poutrelle

	E.L.U	E.L.S
$M=ql^2/8$	6.46	4.55
$T=ql/2$	5.07	3.57

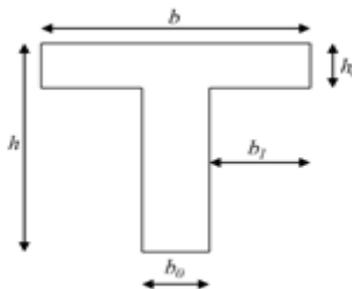


Figure III.33. Dimensions des poutrelles.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{6.46}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.021$$

$$\mu_{lu} = (3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.306$$

$$\mu_{bu} = 0.021 > \mu_{lu} = 0.306 \Rightarrow A' \neq 0 \text{ (La section est doublement armée).}$$

Deuxième Phase de calcul (après le coulage):

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T, elle sera donc sur des appuis continus et elle travaille en hyper statiquement. Avec les dimensions suivantes : $b=65 \text{ cm}$, $h_0=4 \text{ cm}$, $b_0=12 \text{ cm}$, $h=20 \text{ cm}$.

a)-Evaluation des Charges et surcharges :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q) \times 0.65 \end{cases}$$

Tableau III.13 : Evaluation des charges et surcharges des planchers.

Elément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Planche terrasse inaccessible	7.5	1	7.23	5.52
Etage courant (habitation)	5.16	1.5	5.99	4.33
RDC	5.16	3.5	7.9	5.63

b)-Choix de la méthode de calcul :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées:

- ✓ La méthode Forfaitaire.
- ✓ La méthode de Caquot.
- ✓ La méthode des 3 moments.

b.1) Méthode Forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$
- 4) Fissuration peu nuisible.

Application :

1) $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \leq \{10.96, 5\} \Rightarrow$ **(Condition est vérifiée).**

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. **(Condition est vérifiée).**

3)- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.50}{3.25} = 1.07 > 1.25$ **(Condition vérifiée).**

- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.50}{3.00} = 1.16 > 1.25$ **(Condition vérifiée).**

4) La Fissuration est peu nuisible **(Condition est vérifiée).**

\Rightarrow Donc La condition est vérifiée, \Rightarrow Alors cette méthode est applicable.

❖ **Exposé de la méthode**

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$.
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Remarque

Les moments aux niveaux des appuis de rive sont nuls cependant le **BAEL**, exige de prévoir

Une quantité d'acier (au niveau de l'appui) équilibrant un moment de **(-0.15M₀)**

Calcul des moments :

Type 1 :

6 travées d'une longueur (19.7m) :

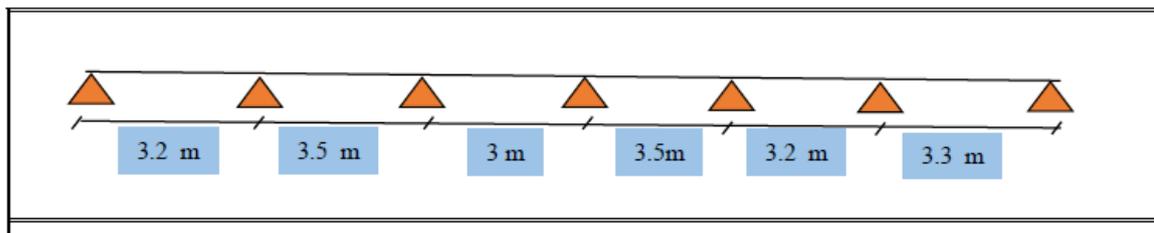


Figure III.34 : 1^{ère} type des poutres continues

à ELU : $\implies q_u = 7.23 \text{ KN/m}$.

Moment isostatique :

$$\text{a) } M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.23(3.20)^2}{8} = 9,25 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) } M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.23(3.5)^2}{8} = 11,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{c) } M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.23(3.0)^2}{8} = 8,13 \text{ KN.m}$$

$$\text{d) } M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.23(3.5)^2}{8} = 11,07 \text{ KN.m}$$

$$e) M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.23(3.20)^2}{8} = 9,25 \text{KN.m}$$

$$f) M_{06} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.23(3.30)^2}{8} = 9,84 \text{KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_A = -0.15 M_{01} = -1,39 \text{KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{02} = -5,54 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max (M_{02}, M_{03}) = -0.4 M_{02} = -4,43 \text{KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \max (M_{03}, M_{04}) = -4,43 \text{KN.m}$$

$$M_E = -0.4 \max (M_{04}, M_{05}) = -4,43 \text{KN.m}$$

$$M_F = -0.5 \max (M_{05}, M_{06}) = -4,92 \text{KN.m}$$

$$M_G = -0.15 M_{06} = -1,48 \text{KN.m}$$

Moment en travée :

Travée de rive : (l=3.20m)

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+7,5} = 0,12$$

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{01} = 5,72 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{01}, (1+0.3 \alpha)M_{01} \} - \frac{|M_A+M_B|}{2} = 6,25 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 6,25 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{02} = 5,73 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{02}, (1+0.3 \alpha)M_{02} \} - \frac{|M_B+M_C|}{2} = 6,64 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 6,64 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.0m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{03} = 4,21 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{03}, (1+0.3 \alpha)M_{03} \} - \frac{|M_C+M_D|}{2} = 4,11 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,21 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.5m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{04} = 5,73 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{04}, (1+0.3 \alpha)M_{04} \} - \frac{|M_D+M_E|}{2} = 7,19 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 7,19 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.20m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{05} = 4,79 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{05}, (1+0.3 \alpha)M_{05} \} - \frac{|M_E+M_F|}{2} = 5,04 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,04 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.30m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{06} = 5,10 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{06}, (1+0.3 \alpha)M_{06} \} - \frac{|M_F+M_G|}{2} = 7,13 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 7,13 \text{KN.m}$$

Calcul d'effort tranchant

Type 1

(4) travées d'une longueur de (19,7m) :

a) à ELU : $\implies q_u = 7,4\text{KN/m}$.Travée de rive : (l=3.20m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.20}{1 + \sqrt{\frac{5,54 + 6,25}{1,39 + 6,25}}} = 1,43 \text{ m} ,$$

$$b = L - a = 3.20 - 1,43 = 1,77\text{m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{1,39 + 6,25}{1,43} = -10,69\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{5,54 + 6,25}{1,77} = 13,32\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{4,43 + 6,64}{5,54 + 6,64}}} = 1,79 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,5 - 1,79 = 1,71\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{5,54 + 6,64}{1,79} = -13,61\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,43 + 6,64}{1,71} = 12,95\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,0m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3}{1 + \sqrt{\frac{4,43 + 4,11}{4,43 + 4,11}}} = 1,50 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3 - 1,50 = 1,50\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,43 + 4,11}{1,50} = -11,39\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,43 + 4,11}{1,50} = 11,39\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{4,43 + 7,19}{4,43 + 7,19}}} = 1,75 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,5 - 1,75 = 1,75\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,43 + 7,19}{1,75} = -13,28\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,43 + 7,19}{1,75} = 13,28\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3.20m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.20}{1 + \sqrt{\frac{4,92 + 5,04}{4,43 + 5,04}}} = 1,58 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.2 - 1,58 = 1,62\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,43 + 5,04}{1,58} = -11,99\text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,92 + 5,04}{1,62} = 12,30\text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,30m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,30}{1 + \sqrt{\frac{1,48 + 7,13}{4,92 + 7,13}}} = 1,78 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,3 - 1,78 = 1,52 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,92 + 7,13}{1,78} = -13,54 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{1,48 + 7,13}{1,52} = 11,33 \text{ KN}$$

Tableau III.14 : Des sollicitations a ELU

Travée	1	2	3		4	5	6
l (m)	3.20	3.5	3.0		3.5	3.20	3.30
M ₀ (KN.m)	9,25	11,07	8,13		11,07	9,25	9,84
N° d'appuis	1	2	3	4	5	6	7
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0,4	0.4	0.4	0.5	0.15
Ma(KN.m)	-1,39	-5,54	-4,43	-4,43	-4,43	-4,92	-1,48
M _{t1} (kn. m)	5,72	5,73	4,21		5,73	4,79	5,10
M _{t2} (kn. m)	6,25	6,64	4,11		7,19	5,04	7,13
M _t = max(M _{t1} , M _{t2})(kn. m)	6,25	6,64	4,21		7,19	5,04	7,13
V _w (KN)	-10,69	-13,61	-11,39		-13,28	-11,99	-13,54
V _e (KN)	13,32	12,95	11,39		13,28	12,30	11,33
a (m)	1,43	1,79	1,50		1,75	1,58	1,78
b (m)	1,77	1,71	1,50		1,75	1,62	1,52

EFFORT TRANCHANT [kN]

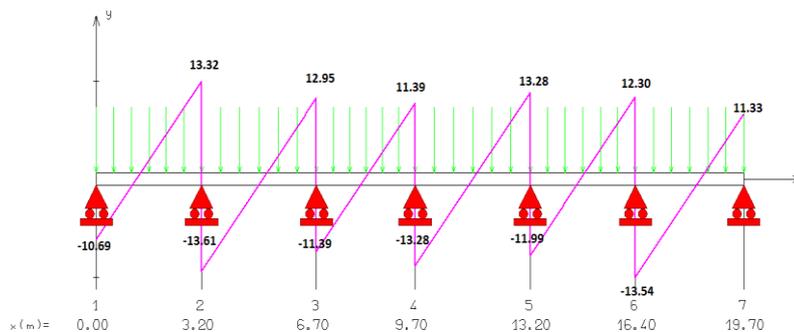


Figure III.35 : Diagrammes des efforts tranchants a l ELU

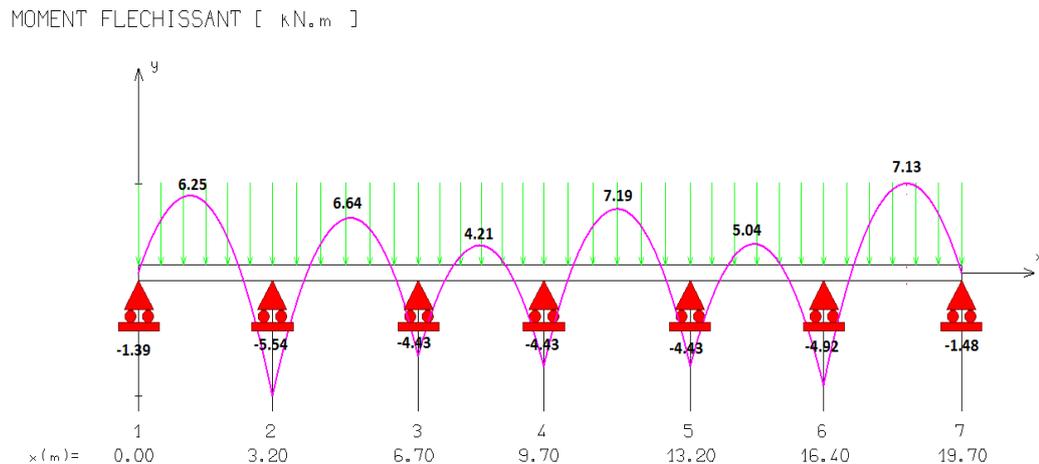


Figure III.36 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU
à ELS : $\Rightarrow q_s = 5.52\text{KN/m}$.

Moment isostatique :

$$\text{g) } M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.52(3.20)^2}{8} = 7,07\text{KN.m}$$

$$\text{h) } M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.52(3.5)^2}{8} = 8,45\text{KN.m}$$

$$\text{i) } M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.52(3.0)^2}{8} = 6,21\text{KN.m}$$

$$\text{j) } M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.52(3.5)^2}{8} = 8,45\text{KN.m}$$

$$\text{k) } M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.52(3.20)^2}{8} = 7,07\text{KN.m}$$

$$\text{l) } M_{06} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.52(3.30)^2}{8} = 7,51\text{KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_A = -0.15 M_{01} = -1,06 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{02} = -4,23\text{KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \max (M_{02}, M_{03}) = -0.4 M_{02} = -3,38\text{KN.m}$$

$$M_D = -0.4 \max (M_{03}, M_{04}) = -3,38\text{KN.m}$$

$$M_E = -0.4 \max (M_{04}, M_{05}) = -3,38\text{m}$$

$$M_f = -0.5 \max (M_{05}, M_{06}) = -3,76\text{KN.m}$$

$$M_G = -0.15 M_{06} = -1,13\text{KN.m}$$

Moment en travée :

Travée de rive : (l=3.20m)

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 7,5} = 0,12$$

$$M_{t1} = (0.6 + 0.15\alpha)M_{01} = 4,37\text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{01}, (1+0.3 \alpha) M_{01} \} - \frac{|M_A + M_B|}{2} = 4,78 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,78 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{02} = 5,22 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{02}, (1+0.3 \alpha) M_{02} \} - \frac{|M_B + M_C|}{2} = 5,07 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,22 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.0m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{03} = 3,84 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{03}, (1+0.3 \alpha) M_{03} \} - \frac{|M_C + M_D|}{2} = 3,14 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 3,84 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.5m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{04} = 5,22 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{04}, (1+0.3 \alpha) M_{04} \} - \frac{|M_D + M_E|}{2} = 5,49 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,49 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.20m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{05} = 4,37 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{05}, (1+0.3 \alpha) M_{05} \} - \frac{|M_E + M_F|}{2} = 3,85 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,37 \text{KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.30m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{06} = 4,64 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{06}, (1+0.3 \alpha) M_{06} \} - \frac{|M_F + M_G|}{2} = 5,44 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,64 \text{KN.m}$$

Calcul d'effort tranchant

Type 1

(4) travées d'une longueur de (19,7m) :

b) à ELU : $\implies q_u = 7,4 \text{KN/m}$.

Travée de rive : (l=3.20m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,20}{1 + \sqrt{\frac{4,23+4,78}{1,06+4,78}}} = 1,42 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,20 - 1,42 = 1,78 \text{m}$$

Avec : **(a)** : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{1,06+4,78}{1,42} = -8,23 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,23+4,78}{1,78} = 10,12 \text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{3,38+5,22}{4,23+5,22}}} = 1,79 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,5 - 1,79 = 1,71 \text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,23 + 5,22}{1,79} = -10,56 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,38 + 5,22}{1,71} = 10,06 \text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,0m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3}{1 + \sqrt{\frac{3,38 + 3,84}{3,38 + 3,84}}} = 1,50 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3 - 1,50 = 1,50 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,38 + 3,84}{1,50} = -9,63 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,38 + 3,84}{1,50} = 9,63 \text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{3,38 + 5,49}{3,38 + 5,49}}} = 1,75 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,5 - 1,75 = 1,75 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,38 + 5,49}{1,75} = -10,14 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,38 + 5,49}{1,75} = 10,14 \text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,20m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,20}{1 + \sqrt{\frac{3,76 + 4,37}{3,38 + 4,37}}} = 1,58 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,2 - 1,58 = 1,62 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,38 + 4,37}{1,58} = -9,81 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,76 + 4,37}{1,62} = 10,04 \text{KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,30m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,30}{1 + \sqrt{\frac{1,13 + 5,64}{3,76 + 5,64}}} = 1,79 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,3 - 1,79 = 1,51 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,76 + 5,64}{1,79} = -10,50 \text{KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{1,13 + 5,64}{1,51} = 8,97 \text{KN}$$

Tableau III.15 : Des sollicitations a ELS

Travée	1	2	3	4	5	6	
l (m)	3,20	3,5	3,0	3,5	3,20	3,30	
M ₀ (KN.m)	7,07	8,45	6,21	8,45	7,07	7,51	
N° d'appuis	1	2	3	4	5	6	7

Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0,4	0.4	0.4	0.5	0.15
Ma(KN.m)	-1,06	-4,23	-3,38	-3,38	-3,38	-3,76	-1,13
M_{t1}(kn. m)	4,37	5,22	3,84		5,22	4,37	4,64
M_{t2}(kn. m)	4,78	5,07	3,14		5,49	3,85	5,44
M_t = max(M_{t1},M_{t2})(kn. m)	4,78	5,22	3,84		5,49	4,37	5,44
V_w(KN)	-8,23	-10,56	-9,63		-10,14	-9,81	-10,50
V_e(KN)	10,12	10,06	9,63		10,14	10,04	8,97
a (m)	1,42	1,79	1,50		1,75	1,58	1,79
b (m)	1,78	1,71	1,50		1,75	1,62	1,51

EFFORT TRANCHANT [kN]

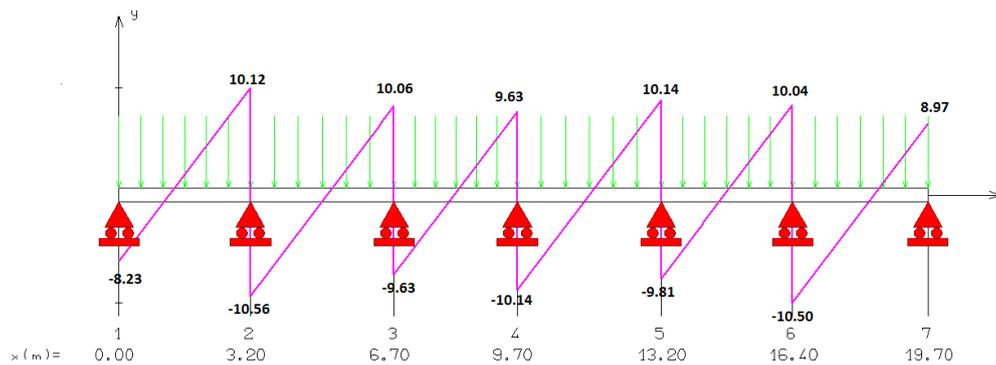
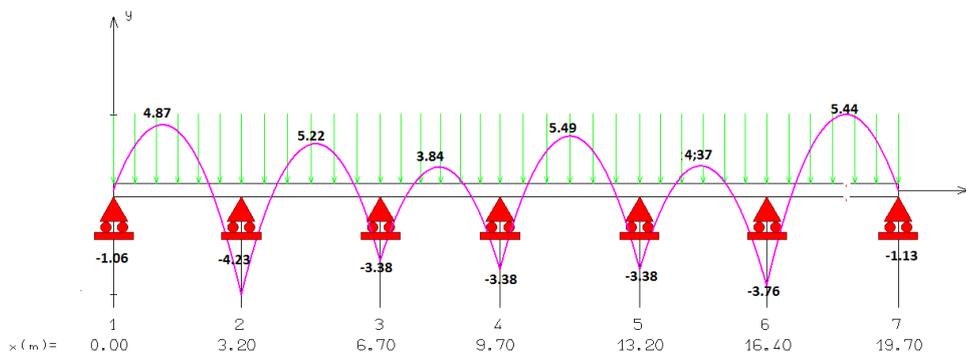


Figure III.37 : Diagrammes des efforts tranchants à ELS.

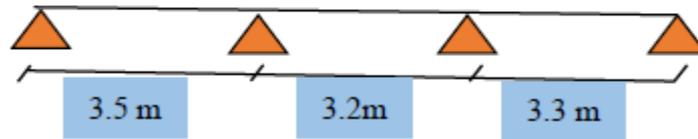
MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



❖ Figure III.38 : Diagrammes des moments fléchissant à ELS

Type 2

(3) travées d'une longueur (10,00m) :

**Figure III.39** : 2^{ème} type des poutres continuesà ELU : $\implies q_u = 7.23 \text{ KN/m}$.Moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.23(3.5)^2}{8} = 11,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.23(3.2)^2}{8} = 9,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.23(3.3)^2}{8} = 9,84 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_A = -0.15 M_{01} = -1,66 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{02} = -5,54 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \max(M_{02}, M_{03}) = -0.4 M_{02} = -4,92 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.15 (M_{03}) = -1,48 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :**Travée de rive : (l=3.5m)**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 7,32} = 0,12$$

$$M_{t1} = (0.6 + 0.15\alpha) M_{01} = 6,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{ 1.05 M_{01}, (1 + 0.3\alpha) M_{01} \} - \frac{|M_A + M_B|}{2} = 8,02 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 8,02 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,2m)

$$M_{t1} = (0.5 + 0.15\alpha) M_{02} = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{ 1.05 M_{02}, (1 + 0.3\alpha) M_{02} \} - \frac{|M_B + M_C|}{2} = 4,48 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,72 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.3m)

$$M_{t1} = (0.5 + 0.15\alpha) M_{03} = 6,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \max \{ 1.05 M_{03}, (1 + 0.3\alpha) M_{03} \} - \frac{|M_C + M_D|}{2} = 7,13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 7,13 \text{ KN.m}$$

Calcul d'effort tranchant**Type 2**

(3) travées d'une longueur de (10m) :

a) à ELU : $\Rightarrow q_u = 7.23 \text{ KN/m}$.

Travée de rive : (l=3.5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.5}{1 + \sqrt{\frac{5.54 + 8.02}{1.66 + 8.02}}} = 1.60 \text{ m} ,$$

$$b = L - a = 3.5 - 1.60 = 1.9 \text{ m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{1.66 + 8.02}{1.60} = -12.1 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{5.54 + 8.02}{1.9} = 14.27 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3.2m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.2}{1 + \sqrt{\frac{4.92 + 5.72}{5.54 + 5.72}}} = 1.62 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.2 - 1.62 = 1.58 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{5.54 + 5.72}{1.62} = -13.90 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4.92 + 5.72}{1.58} = 13.47 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3.3m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.3}{1 + \sqrt{\frac{1.48 + 7.13}{4.92 + 7.13}}} = 1.79 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.3 - 1.79 = 1.51 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4.92 + 7.13}{1.79} = -13.46 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{1.48 + 7.13}{1.51} = 11.40 \text{ KN}$$

Tableau III.16 : Des sollicitations a ELU

Travée	1	2	3	
l (m)	3.50	3.20	3.30	
M ₀ (KN.m)	11,07	9,25	9,84	
N° d'appuis	1	2	3	4
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0,5	0.15
Ma (KN.m)	-1,66	-5,54	-4,92	-1,48
M _{t1} (kn. m)	6,84	4,48	6,08	
M _{t2} (kn. m)	8,02	5,72	7,13	
M _t = max(M _{t1} , M _{t2}) (kn. m)	8,02	5,72	7,13	

$V_w(KN)$	-12,1	-13,90	-13,46
$V_e(KN)$	14,27	13,47	11,40
$a (m)$	1,60	1,62	1,79
$b (m)$	1,90	1,58	1,51

EFFORT TRANCHANT [kN]

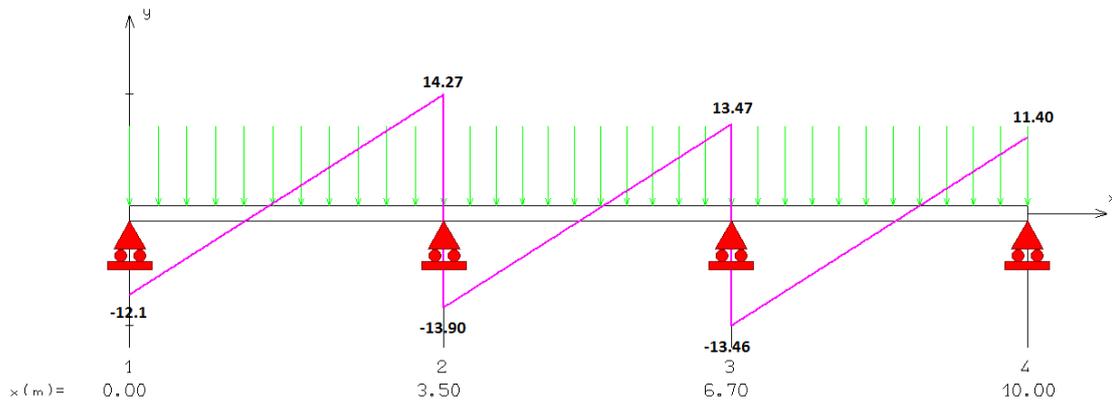


Figure III.40 : Diagrammes des efforts tranchants à ELU

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

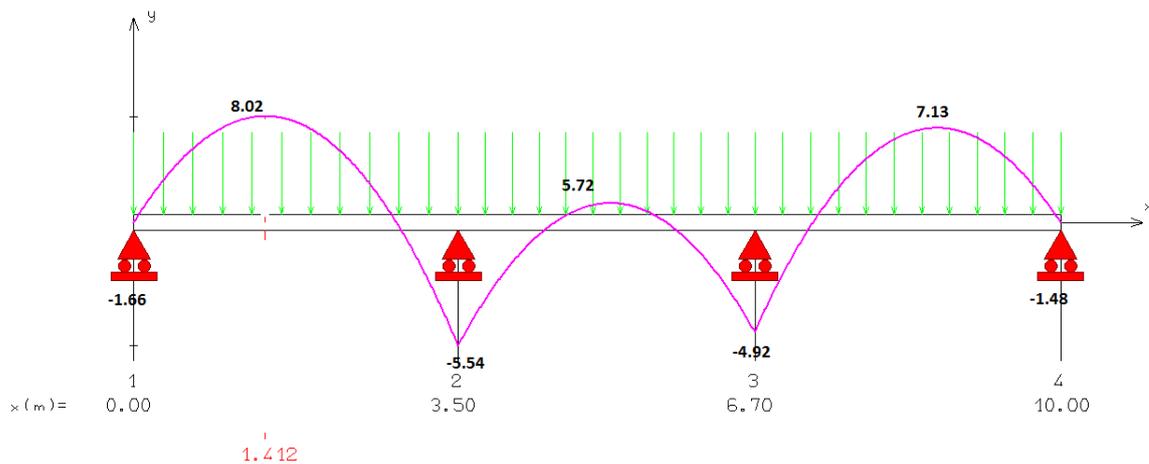


Figure III.41 : Diagrammes des moments fléchissant a ELU

Type 2

(3) travées d'une longueur (10,00m) :

à ELS : $\Rightarrow q_s = 5.52KN/m.$

Moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.52(3.5)^2}{8} = 8,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.52(3.2)^2}{8} = 7,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.52(3.3)^2}{8} = 7,51 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_A = -0.15 M_{01} = -1,27 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{02} = -4,23 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \max(M_{02}, M_{03}) = -0.4 M_{02} = -3,76 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.15 (M_{03}) = -1,13 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Travée de rive : (l=3.5m)

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+7,32} = 0,12$$

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{01} = 5,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{01}, (1+0.3 \alpha)M_{01} \} - \frac{|M_A+M_B|}{2} = 6,12 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 6,12 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,2m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{02} = 4,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{02}, (1+0.3 \alpha)M_{02} \} - \frac{|M_B+M_C|}{2} = 3,43 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,37 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3.3m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{03} = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{03}, (1+0.3 \alpha)M_{03} \} - \frac{|M_C+M_D|}{2} = 5,44 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,44 \text{ KN.m}$$

Calcul d'effort tranchant

Type 2

(3) travées d'une longueur de (10m) :

a) à ELS : $\implies q_s = 5.52 \text{ KN/m}$.

Travée de rive : (l=3.5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.5}{1 + \sqrt{\frac{4,23 + 6,12}{1,27 + 6,12}}} = 1,60 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.5 - 1,60 = 1,9 \text{ m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{1,27 + 6,12}{1,60} = -9,24 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4,23 + 6,12}{1,9} = 10,89 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,2m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,2}{1 + \sqrt{\frac{3,76 + 4,37}{4,23 + 4,37}}} = 1,62 \text{ m}$$

$$b=L-a=3,2-1,62=1,58\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w+M_t}{a} \right| = -2 \frac{4,23+4,37}{1,62} = -10,61 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e+M_t}{b} \right| = 2 \frac{3,76+4,37}{1,58} = 10,29 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,3m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e+M_t}{M_w+M_t}}} = \frac{3,3}{1 + \sqrt{\frac{1,13+5,44}{3,76+5,44}}} = 1,79\text{m}$$

$$b=L-a=3,3-1,79=1,51\text{m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w+M_t}{a} \right| = -2 \frac{3,76+5,44}{1,79} = -10,28 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e+M_t}{b} \right| = 2 \frac{1,13+5,44}{1,51} = 8,70 \text{ KN}$$

Tableau III.17 : Des sollicitations a ELS

Travée	1	2	3	
l (m)	3.50	3.20	3.30	
M ₀ (KN.m)	8,45	7,07	7,51	
N° d'appuis	1	2	3	4
Coeff forfaitaire	0.15	0.5	0,5	0.15
Ma(KN.m)	-1,27	-4,23	-3,76	-1,13
M _{t1} (kn. m)	5,22	4,37	4,64	
M _{t2} (kn. m)	6,12	3,43	5,44	
M _t = max(M _{t1} , M _{t2})(kn. m)	6,12	4,37	5,44	
V _w (KN)	-9,24	-10,61	-10,28	
V _e (KN)	10,89	10,29	8,70	
a (m)	1,60	1,62	1,79	
b (m)	1,90	1,58	1,51	

EFFORT TRANCHANT [kN]

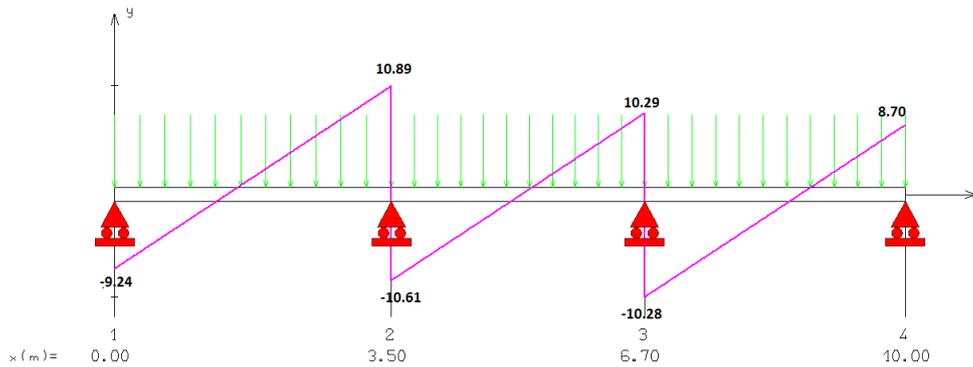


Figure III.42 : Diagrammes des efforts tranchants à ELS.

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

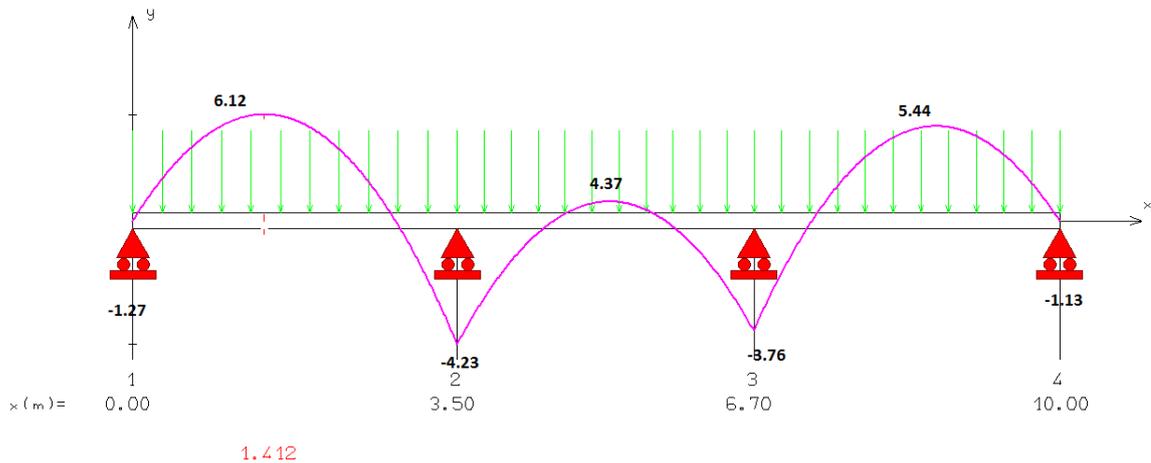


Figure III.43 : Diagrammes des moments fléchissant à ELS

Type 3

(2) travées d'une longueur (6,7m) :

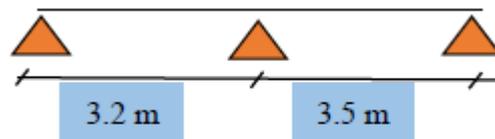


Figure III.44 : 2^{ème} type des poutres continues

à ELU : $\Rightarrow q_u = 7.23 \text{ kN/m}$.

Moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{q l^2}{8} = \frac{7.23(3.2)^2}{8} = 9,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q l^2}{8} = \frac{7.23(3.5)^2}{8} = 11,07 \text{ kN.m}$$

Moment en appui :

$$M_A = -0.15 M_{01} = -1,39 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \max(M_{01}, M_{02}) = -0.6 M_{02} = -6,64 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.15 (M_{02}) = -0.15 M_{02} = -1,66 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Travée de rive : (l=3.2m)

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+7,32} = 0,12$$

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{01} = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{01}, (1+0.3 \alpha)M_{01} \} - \frac{|M_A+M_B|}{2} = 5,70 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,72 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{02} = 6,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{02}, (1+0.3 \alpha)M_{02} \} - \frac{|M_B+M_C|}{2} = 7,47 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 7,47 \text{ KN.m}$$

Calcul d'effort tranchant

Type 3

(2) travées d'une longueur de (6.7m) :

a) à ELU : $\implies q_u = 7.23 \text{ KN/m}$.

Travée de rive : (l=3.2m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.2}{1 + \sqrt{\frac{6,64 + 5,72}{1,39 + 5,72}}} = 1,38 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.2 - 1,38 = 1,82 \text{ m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{1,39 + 5,72}{1,38} = -10,30 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{6,64 + 5,72}{1,82} = 13,58 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{1,66 + 7,47}{6,64 + 7,47}}} = 1,94 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,5 - 1,94 = 1,56 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{6,64 + 7,47}{1,94} = -14,55 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{1,66 + 7,47}{1,56} = 11,71 \text{ KN}$$

Tableau III.18 : Des sollicitations à ELU

l (m)	3.20	3.50
M ₀ (KN.m)	9,25	11,07

N° d'appuis	1	2	3
Coeff forfaitaire	0.15	0.6	0.15
Ma(KN.m)	-1,39	-6,64	-1,66
M_{t1} (kn. m)	5,72	6,84	
M_{t2} (kn. m)	5,70	7,47	
$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2})$ (kn. m)	5,72	7,47	
V_w (KN)	-10,30	-14,55	
V_e (KN)	13,58	11,71	
a (m)	1,38	1,94	
b (m)	1,82	1,56	

EFFORT TRANCHANT [kN]

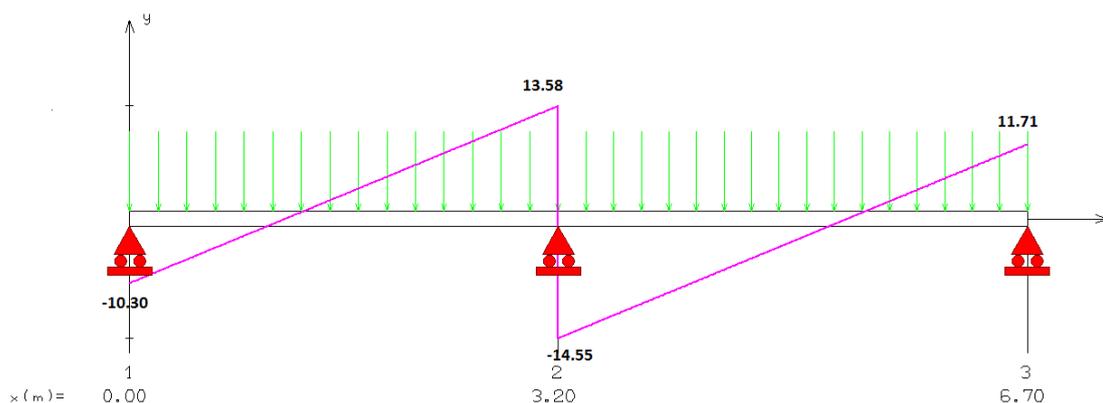


Figure III.45 : Diagrammes des efforts tranchants à ELU.

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

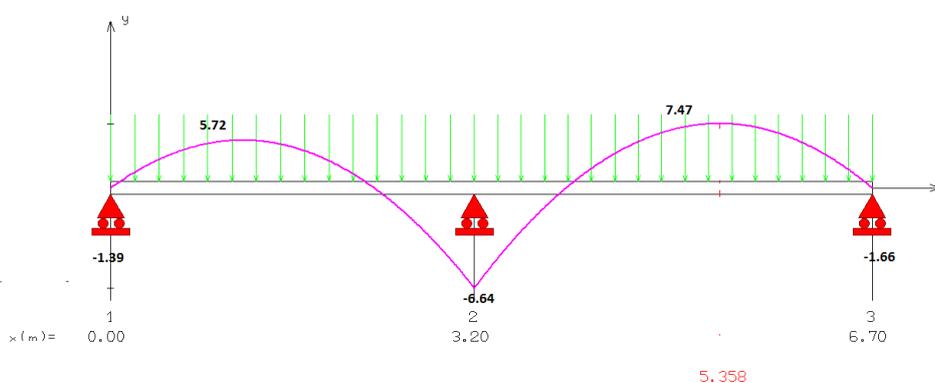


Figure III.46 : Diagrammes des moments fléchissant à ELU.

Type 3(2) travées d'une longueur (**6,7m**) :à ELS : $\implies q_s = 5.52 \text{ KN/m}$.Moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.52(3.2)^2}{8} = 7,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.52(3.5)^2}{8} = 8,45 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_A = -0.15 M_{01} = -1,06 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.6 \max(M_{01}, M_{02}) = -0.6 M_{02} = -5,07 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.15 (M_{02}) = -0.15 M_{02} = -1,27 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :**Travée de rive : (l=3.2m)**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+7,32} = 0,12$$

$$M_{t1} = (0.6+0.15\alpha)M_{01} = 4,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{01}, (1+0.3\alpha)M_{01} \} - \frac{|M_A+M_B|}{2} = 4,36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 4,37 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$M_{t1} = (0.5+0.15\alpha)M_{02} = 5,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \text{Max} \{ 1.05 M_{02}, (1+0.3\alpha)M_{02} \} - \frac{|M_B+M_C|}{2} = 5,70 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 5,70 \text{ KN.m}$$

Calcul d'effort tranchant**Type 3**

(2) travées d'une longueur de (6.7m) :

a) à ELS : $\implies q_s = 5.52 \text{ KN/m}$.Travée de rive : (l=3.2m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.2}{1 + \sqrt{\frac{5,07 + 4,37}{1,06 + 4,37}}} = 1,38 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3.2 - 1,38 = 1,82 \text{ m}$$

Avec : (a) : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul.

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{1,06 + 4,37}{1,38} = -7,87 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{5,07 + 4,37}{1,82} = 10,37 \text{ KN}$$

Travée intermédiaire : (l=3,5m)

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{1,27 + 5,70}{5,07 + 5,70}}} = 1,94 \text{ m}$$

$$b = L - a = 3,5 - 1,94 = 1,56 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{5,07 + 5,70}{1,94} = -11,10 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{1,27 + 5,70}{1,56} = 8,94 \text{ KN}$$

Tableau III.19 : Des sollicitations a ELS

Travée	1	2	
l (m)	3.20	3.50	
M ₀ (KN.m)	7,07	8,45	
N° d'appuis	1	2	3
Coeff forfaitaire	0.15	0.6	0.15
Ma(KN.m)	-1,06	-5,07	-1,27
M_{t1}(kn. m)	4,37	5,22	
M_{t2}(kn. m)	4,36	5.70	
M_t = max(M_{t1}, M_{t2})(kn. m)	4,37	5.70	
V _w (KN)	-7,87	-11,10	
V _e (KN)	10,37	8,94	
a (m)	1,38	1,94	
b (m)	1,82	1,56	

EFFORT TRANCHANT [kN]

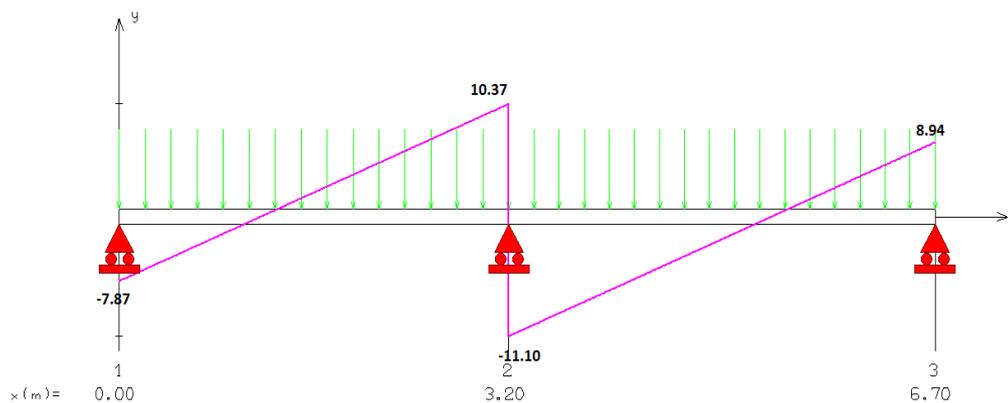
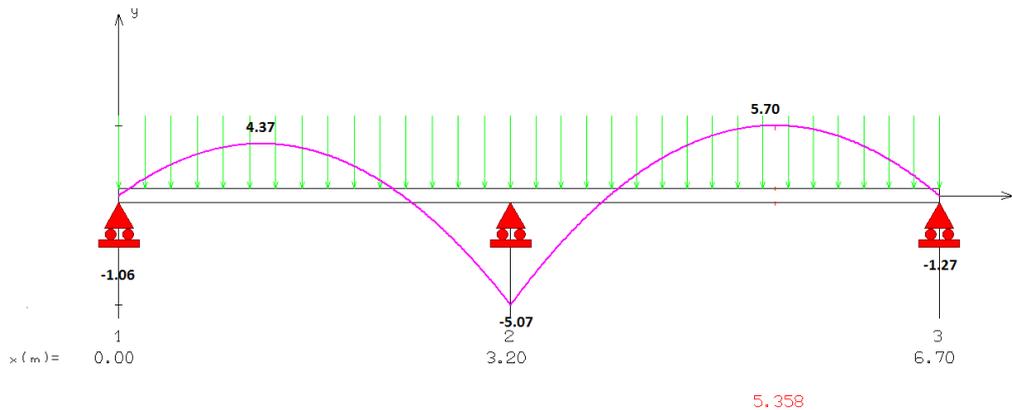


Figure III.47 : Diagrammes des efforts tranchants à ELS.

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

❖ *Figure III.48 : Diagrammes des moments fléchissant à ELS.***Calcul du ferrailage :****Calcul des armatures longitudinales:**➤ **à l' E.L.U**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable :

$$M_t = 8,02 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 6,64 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 14,27 \text{ KN}$$

$$b = 0,65 \text{ m}; b_0 = 0,12 \text{ m}; h_0 = 0,04 \text{ m}; h = 0,2 \text{ m}; d = 0,9h = 0,18 \text{ m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants.

➤ **En travée**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max :

$$M_{t \max} = 8,02 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment de référence**

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,20 = 0,369 \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0,18 - \frac{0,04}{2} = 0,16 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b = 0,05907 \text{ N.m} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = 59,07 \text{ KN.m} > 13,34 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h), b = 65cm et h = 20cm.

❖ **Calcul A_s****Moments ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,02 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2} = 0,0268$$

$$\mu_l = 0,8 \cdot \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{\xi_s + 3,5}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{1,15}{200000} * 1000 \Rightarrow \xi_s = 1,74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{1,74 + 3,5} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8 \cdot 0,668 (1 - 0,4 \cdot 0,668) = 0,392$$

$$\mu_{bu} = 0,0268 < \mu_u = 0,392$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

- **Section d'armature :**

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0268}$$

$$\beta_u = 0,02717$$

$$A_s = 0,02717 \times 65 \times 18 \times \frac{14,2}{348} = 1,3 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte : \Rightarrow **3T12 = 3,39 cm²**

Tableau III.20 : Les armatures longitudinales choisie(en travée)

Type	M ^t _{u(max)} (KN.m)	μ _{bu}	A's (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _s adopté (cm ²)
Résulta	8,02	0,0268	0	1,3	3T12	3,39

➤ **Aux appuis**

M_a = 6,64KN.m

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrailage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (12×20) cm².

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,64 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2} = 0,1203$$

$$\mu_l = 0,8 \cdot \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{\xi_s + 3,5}$$

$$\xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} * 1000 \Rightarrow \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.1203 < \mu_u = 0.392 \Rightarrow A_s = 0$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

• **Section d'armature :**

$$A_s = \beta_u \times b \times d \times \frac{F_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1203}$$

$$\beta_u = 0,1286$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = 0.1286 \times 12 \times 18 \times \frac{14,2}{348} = 1,1 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte \Rightarrow **2T12 = 2.26 cm²**

Tableau III.21 : Les armatures longitudinales choisie (aux appuis)

Type	M _{ua} (max) (KN.m)	μ _{bu}	A's (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix Des barres	A _s adopté (cm ²)
Résultats	6,64	0,1203	0	1,1	2T12	2.26

Calcul des armatures transversales:

a) Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91/99 Art. A.7.2.12)

$$\phi \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right] \rightarrow \phi \leq \min [0,57 ; 1,2 ; 10] = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : \Rightarrow **Ø_t = 8 mm**

b)- La section d'armatures transversales :

On choisira un cadre de Ø8, donc :

$$A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement entre les cadres (BAEL91/99 Art. A.5.1.22)

$$S_{t1} \leq \text{Min} \{0.9.d; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend: **S_t = 15 cm**

❖ **Vérification à l'ELU**

1. Vérification de la condition de non fragilité

• **Aux appuis**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

- **En travée**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

2. Vérification au

cisaillement (BAEL91/99.Art .A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 14,27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14,27 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.661 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.661 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

❖ Vérification à l'ELS

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

1) Vérification des contraintes maximales dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = K \times Y$)

En travée :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 6,12 \text{ KN.m} \quad d = 18 \text{ cm}$$

Avec :

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A') y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad b=65\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; c=c'=2\text{cm} ; h_0=4\text{cm}$$

$$y_1 = 4,58\text{cm}$$

$$I = \frac{65}{3} 4,58^3 + 15 \times 3,39(18 - 4,58)^2 = 11239,46\text{cm}^2$$



$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,054 \times 4,58 \times 10 = 2,5 < 15\text{Mpa}$$

CV

Appui :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \quad A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 5,07 \text{ KN.m} \quad d = 18\text{cm}$$

$$y_1 = 3,84\text{cm}$$

$$I = \frac{65}{3} 3,84^3 + 15 \times 2,26(18 - 3,84)^2 = 8023,972\text{cm}^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5,07 \times 10^6}{8023,972 \times 10^4} = 0,063 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,063 \times 3,84 \times 10 = 2,4 < 15\text{Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22: Vérifications de la contrainte de compression dans le béton

Position	M _{ser} KN.m	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
travée	6,12	3,39	4,58	11239,46	2,5	CV
Appui	5,07	2,26	3,84	8023,972	2,4	CV

2) Vérification de la flèche :

D'après les règles BAEL91/99, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,05 < 0,0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,05 < 0,07272) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0031 < 0,0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 350 \text{ cm} ; A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6,12 \times 10^6}{11239,4 \times 10^4} = 0,054 \text{ N/mm}^3$$

$M_{ser, travée} = 6,12 \text{KN.m}$; $M_{0,ser} = 8,45 \text{KN.m}$; $f_e = 400 \text{MPa}$

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f = f_v - f_i$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10.E_v.I_{fv}} \quad ; \quad f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10.E_i.I_{fi}}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i u} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau III.23 : Résultats de calcul de la flèche

I_0 (cm^4)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (cm)	f_v (cm)	OBS
47106.13	0.0029	7.24	2.9	0.401	13275.32	21779.15	0.176	0.318	CV

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0.176 \text{ cm} \\ f_v = 0.318 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.142 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{350}{1000} + 0.5 = 0.85 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0.142 \text{ cm} < \bar{f} = 0.85 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.Vérifiée.}$$

Étude de la dalle de compression :

a) Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{65}{400} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.60 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{On prend : } 5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

b) Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1.41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0.70 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{On prend : } 5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Conclusion:

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20x20**).

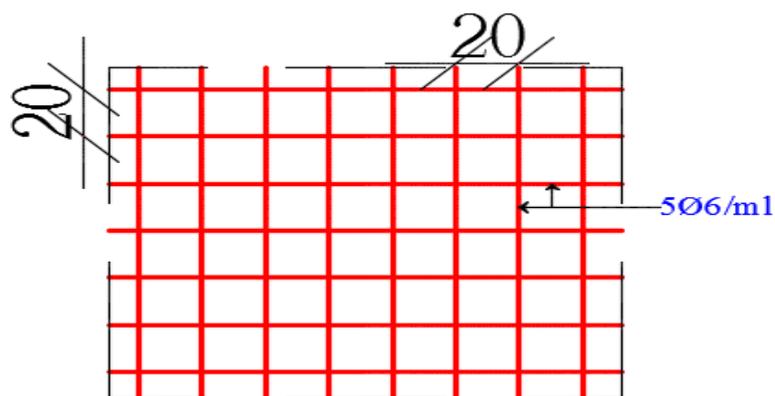


Figure III.50 : Schéma de ferrailage

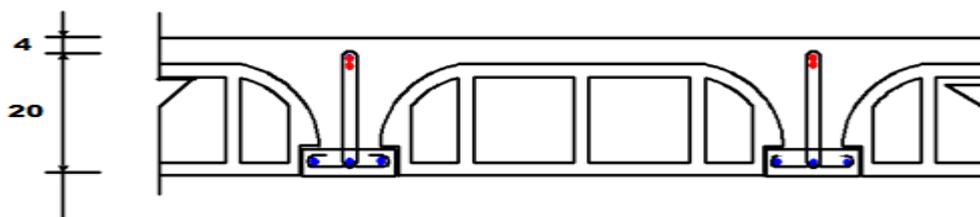


Figure III.51 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

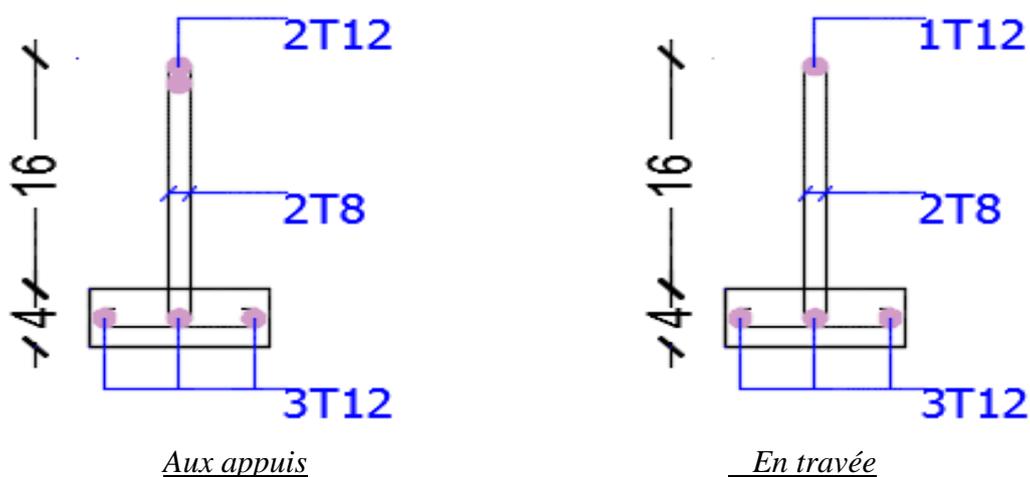
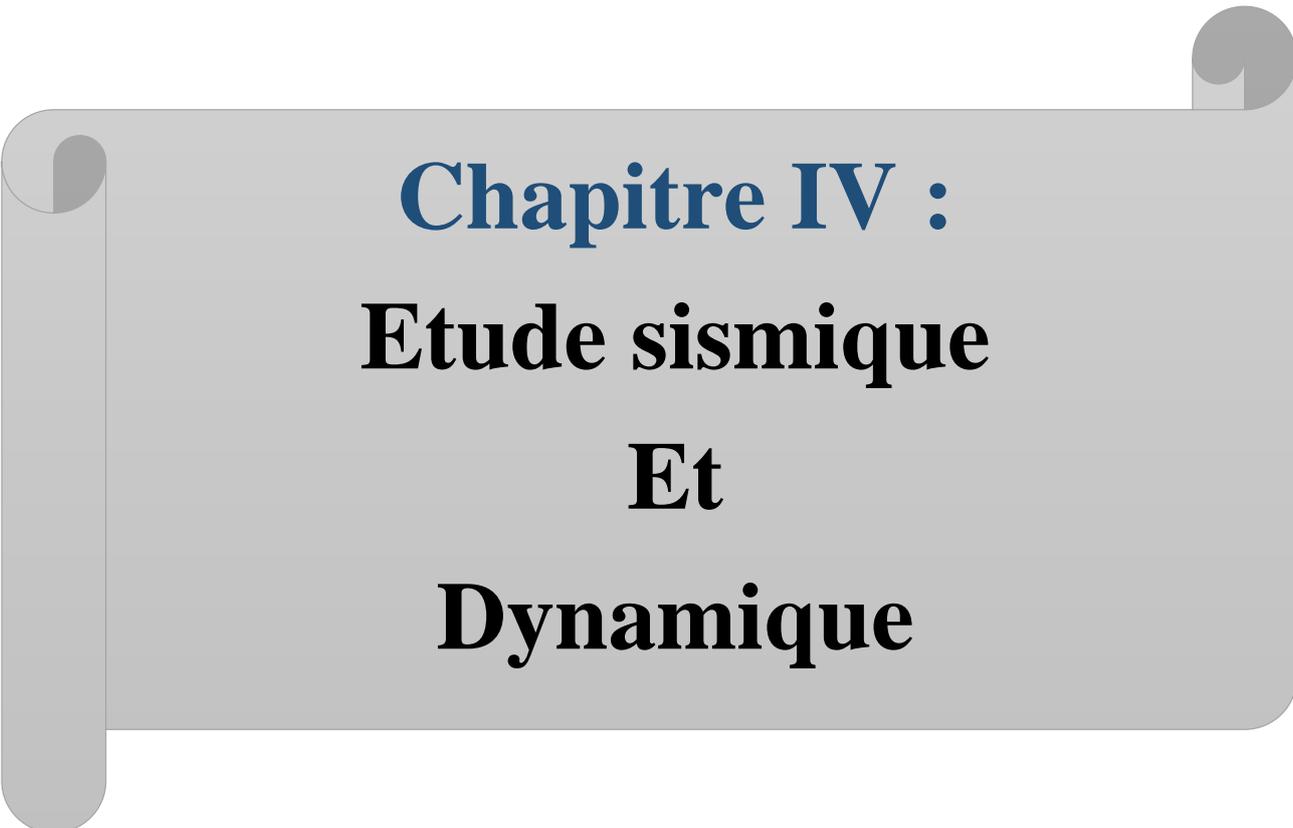
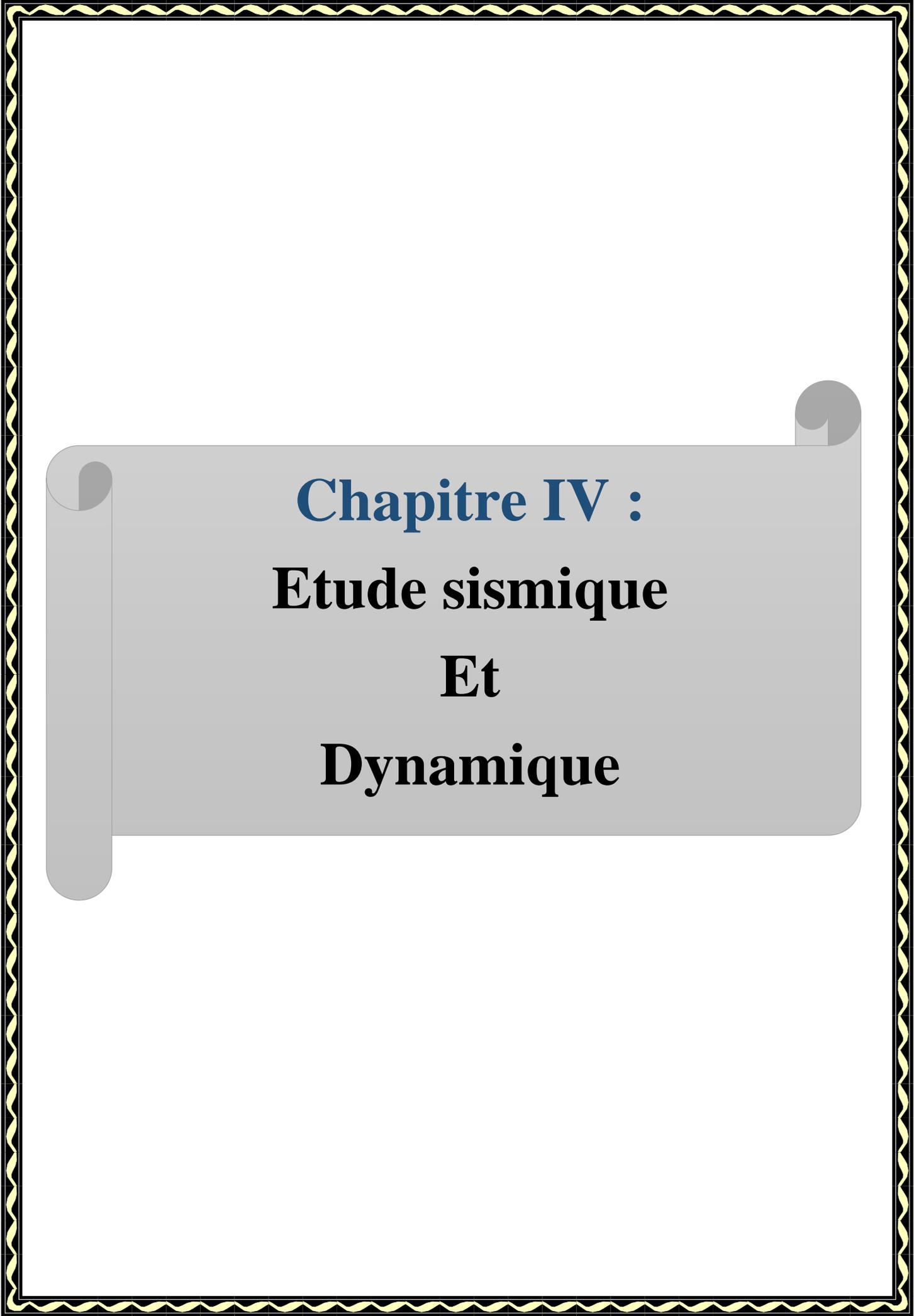


Figure III.52 : Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).



Chapitre IV :
Etude sismique
Et
Dynamique

IV.1.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

IV.2.3 Modélisation de la structure étudiée

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

IV.2.3.2 Modélisation de la structure

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

IV.2.3.3 Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.2.3.4 Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).

- 5) Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

➤ **Présentation de la vue en plan**

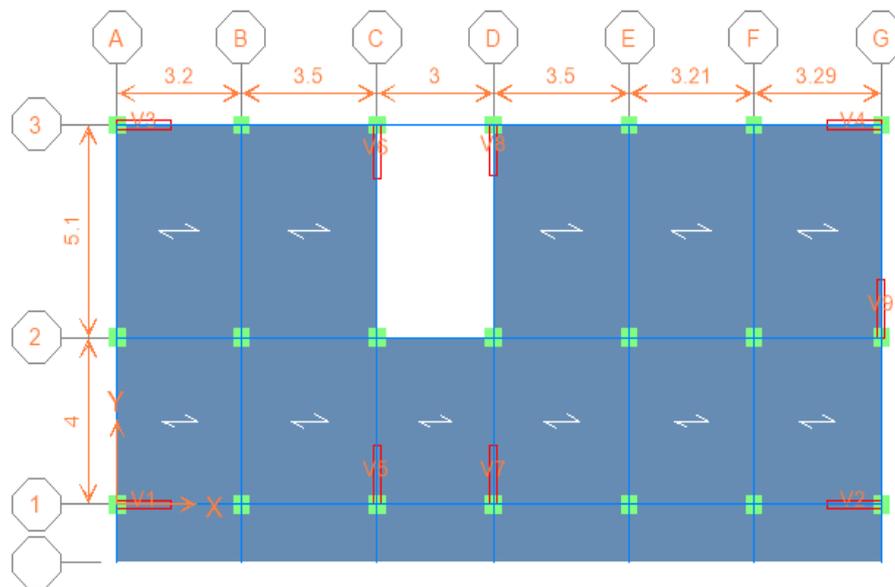


Figure IV.1 : modélisation de la structure (en plan).

➤ **Présentation de la vue en 3D**

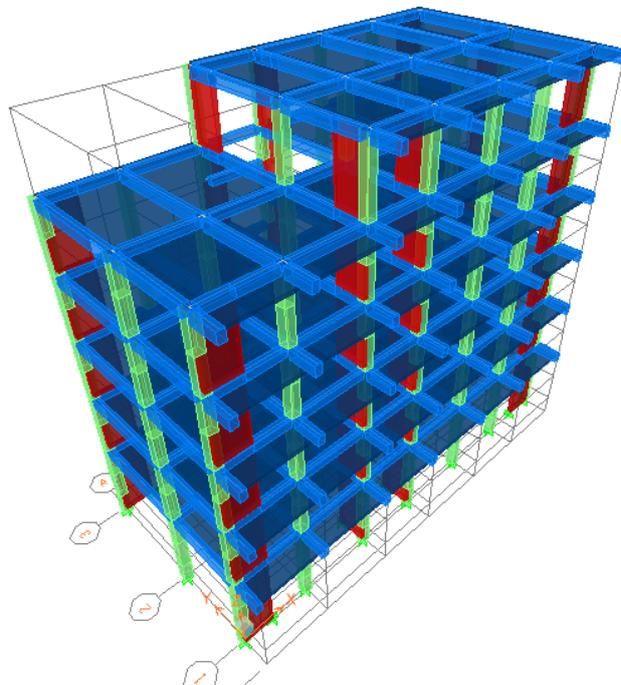


Figure IV.2 : modélisation de la structure (en 3D).

IV.2.4 Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.4.1 Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : Est la masse de l'élément "i".
 X_i, Y_i : Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère.

IV.2.4.2 Centre de torsion

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

- **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} L_x = 21,35m \\ L_y = 10,70m \end{cases}$$

- **Excentricité théorique**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Tableau IV.1 : centre de masse et de rigidité des différents niveaux. (ETABS)

Story	Diaphragm	Masse	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x (m)	e _y (m)
STORY1	D1	190.627	9.823	4.354	11.208	4.57	1,385	0,216
STORY2	D2	182.1291	9.839	4.337	10.987	4.587	1,148	0,25
STORY3	D3	181.6221	9.848	4.323	10.885	4.6	1,037	0,277
STORY4	D4	181.6221	9.848	4.323	10.856	4.61	1,008	0,287

STORY5	D5	173.3947	10.12	4.227	10.894	4.612	0,774	0,385
STORY6	D6	128.7251	13.204	3.94	11.165	4.583	2,039	0,643
	Somme	1038,1201						

$$\begin{cases} sensx : ea = 0,05 * 20,35 = 1,0175m \\ sensy : ey = 0,05 * 10,70 = 0,535m \end{cases}$$

IV.2.5 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires

IV.2.5.1 Mode de vibrations et taux de participation des masses

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Tableau IV.2 : périodes modes et facteurs de participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.562739	73.3195	0.7105	73.3195	0.7105	4.1119
2	0.549902	0.8907	77.9899	74.2102	78.7004	0.1458
3	0.490465	3.7459	0.3547	77.9561	79.0551	75.7712
4	0.162288	11.8286	0.5374	89.7847	79.5925	0.6739
5	0.15822	0.707	11.9447	90.4917	91.5371	0.0852
6	0.143928	0.5892	0.2673	91.0809	91.8044	11.2744
7	0.078087	3.596	0.5582	94.677	92.3627	0.5426
8	0.075495	1.0955	2.8225	95.7724	95.1852	0.6616

➤ Le nombre de modes à considérer

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à 90%

Remarque :

Pour ce cas de modélisation, nous avons :

T_{dyn} : La période fondamentale obtenue le calcul numérique par le biais du logiciel ETABS

$$\Rightarrow T_{dyn} = 0.5627 \text{ s}$$

T_e : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_e = 0.46s$)

La période fondamentale $T = 0.5627 \text{ s}$, par contre $1.3T_e = 0.6 \text{ s}$

Donc : La condition de (art 4.2.4.4 du RPA/ V2003) est vérifiée ($1.3 T_e > T$).

➤ Modes de vibrations obtenus

1^{er} Mode :

Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **XX'** de période **T₁**.

T₁=0,5627 s

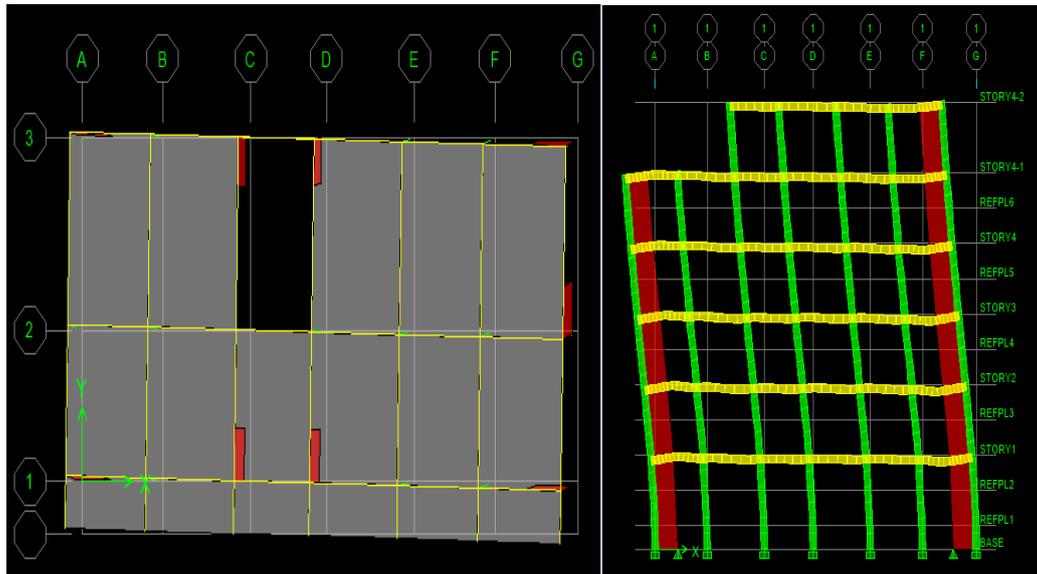


Figure VI. 3 : 1^{er} mode translation suivant l'axe XX'

2^{ém} Mode :

Le 2^{ém} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **yy'** de période **T₂**.

T₂ = 0,5499sec

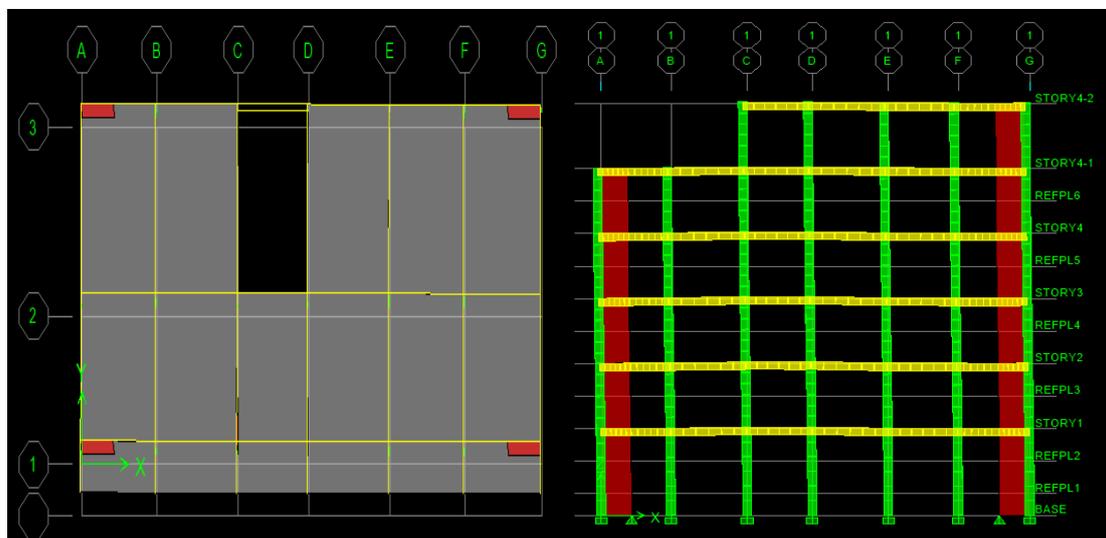


Figure VI.4 : 2^{ém} Mode translation suivant l'axe yy'

3^{ém} Mode

La 3^{ém} mode de notre structure est une **rotation** de période **T₃**

T₃ = 0,4904sec

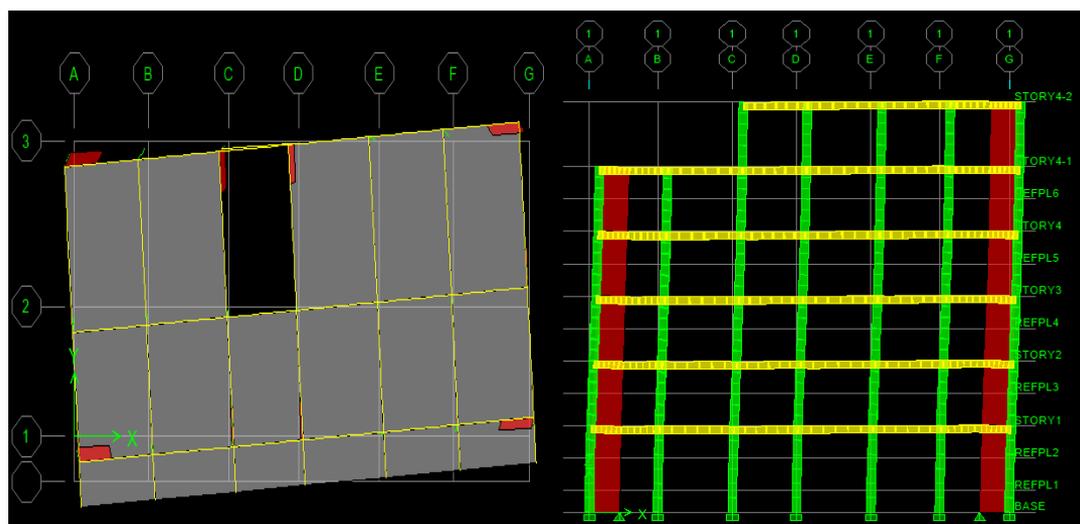


Figure VI.5 : 3^{ème} mode rotation suivant l'axe zz'

Remarque :

- ✓ Les 1er et 2eme modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3ème mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 5 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

➤ **Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R »**

Selon les définitions données par le *RPA99/V2003*, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Sous charges verticales**

Tableau IV. 3 « Comportement de système de contreventement sous charge verticales »

Niveau	Voile	portique	(%) voile	(%) Portique
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	F ₃	F ₃
Niveau 1	6195.12	5932.83	51.08	48.92

➤ **Sous charges horizontales**

Tableau IV. 4. « Comportement du système de contreventement sous charge horizontales »

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁	F ₂	F ₁	F ₂
Niveau 1	857.67	862.28	144.12	137.56	85.61	86.24	14.39	13.76

Avec :

F_x : La charge horizontale suivant X.

F_y : La charge horizontale suivant Y.

F₁ : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement (structure à voiles porteurs), selon le **RPA 2003**. on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**.

IV.3 Etude sismique

IV.3.1 Introduction

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

IV 3.2 La résultante des forces sismiques

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$

IV 3.3 Présentation des méthodes de calcul de la force sismique

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 modifié en 2003** » Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
-

IV.3.4 Méthode d'analyse modale spectrale

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, Celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inertie.

IV.3.5 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par le mouvement du sol dans une direction quelconque.

IV.3.5.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Dans le cas le bâtiment implantée on zone IIa et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux ou 17m alors la méthode n'est pas applicable.

c. Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\text{Soit} \quad V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{RPA99 (art 4, 2,3)}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

- **R**: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

- **D**: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

- **Q**: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

a) Détermination des paramètres du spectre de réponse

1) Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimal sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.
- La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

a. Conditions minimal sur les files de contreventement

D'après le RPA99/version2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5

Sens longitudinal : (6 travées)

$$3.35/3.5 = 0.957 < 1.5$$

$$3.5/3.0 = 1,166 < 1.5 \text{ Critère observé } p_q = 0$$

$$3.0/3.50 = 0,857 < 1.5$$

$$3.5/3.2 = 1.093 < 1.5$$

$$3.2/3.3 = 0.969 < 1.5$$

Sens transversal : (2 travées)

$$4.0/5.10 = 0.784 < 1.5$$

Critère observé $p_q = 0$

b. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

Sens longitudinal :

$$L_{\max}/L_{\min} = 3.5/3.0 = 1.166 < 1.5 \text{ Critère observé } p_q = 0$$

Sens transversal :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4/5.10 = 0.784 < 1.5 \text{ Critère observé } p_q = 0$$

c. La régularité en plan et en élévation

c.1 Régularité en plan

On a régularité en plan observé $p_q = 0$

c.2 Régularité en élévation

D'après l'article 3.5.b du RPA99/version2003, la structure est classée régulièrement en élévation, donc : $p_q = 0$

d. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0.05.$$

e. Contrôle de la qualité d'exécution

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux, on considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Tableau IV.5 : les critères de Facteur de qualité.

Critère q »	P_q	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	observé	0
2. Redondance en plan	Observé	0
3. Régularité en plan	observé	0
4. Régularité en élévation	observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	N/observé	0,05

6. Contrôle de la qualité de l'exécution	N/observé	0,10
		Q = 1 + Σ P_q = 1,15

A : Coefficient d'accélération de zone donné par le **tableau (IV.6)** ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau. IV.6 : Coefficients d'accélération de zone A.

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,12	0,25	0,30	0,40
1B	0,10	0,20	0,25	0,30
2	0,08	0,15	0,20	0,25
3	0,05	0,10	0,14	0,18

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIA donc : **A = 0,15**

3) **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version2003.

Selon l' **RPA2003**, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble.

Donc de **catégorie S3** ; (Site meuble : S3)

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

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$

- ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ Est donné par le tableau (IV7) présenté ci-après.

Tableau.IV.7 : coefficient d'amortissement critique

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

4) Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement avec des voiles porteurs (associés à des portiques) donc on prend $\xi = 7\%$.

Calcul de la période fondamentale

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$h_N = 19.38\text{m}$

- C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du **RPA99/version2003**

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : **$C_T = 0.05$**

Donc : **$T = 0,05 \times 19,38^{3/4} = 0.462 \text{ sec}$**

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

D'après (**RPA99/version 2003**) ;

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

▪ **Pour le sens xx**

$H_N = 19.38\text{m}$

$D_x = 21,35 \text{ m}$

Alors : $T = \min (0,462\text{s}, 0,37\text{s})$

Donc $T = 0,37\text{s}$

$$T_2=0,5 \text{ s} \quad 0 \leq T \leq T_2 \quad D = 2,5\eta \quad \text{Donc : } D=2,2$$

▪ **Pour le sens yy**

$$H_N = 19,38\text{m} \quad d_y = 10,70\text{m} \quad T = \min(0,462 \text{ s}, 0,533\text{s}) \quad \text{Donc } T = 0,462\text{s}$$

$$T_2 = 0,5\text{s} \quad \text{On a : } 0 \leq T \leq T_2 \quad \text{Donc : } D = 2,5\eta \quad D = 2,2$$

5) Détermination du poids total de la structure

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5) RPA99/2003

Dans notre cas $\beta=0,20$.

On tire les masses de chaque étage à partir de l'Etabs (Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow diaphragme Mass Data), l'Etabs donne les masses de chaque étage en tonne donc :

On a : **le poids = la masse \times L'accélération de la pesanteur**

Story	Diaphragm	Masse
Story4-2	D6	128.7251
STORY4-1	D5	173.3947
STORY4	D4	181.6221
STORY3	D3	181.6221
STORY2	D2	182.1291
STORY1	D1	190.627
	Somme	1038,12

D'où: $W_i \text{ kN} = W_i \times 9,81$

Poids total: WT = 10183,9558 KN.

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	η
Valeurs numériques	0.15	2.2	2.2	1.15	3.5	10183,9558	0.88

Tableau.IV.8 :
Tableau récapitulatif

$$V_x = V_y = \frac{0,15 \cdot 1,15 \cdot 2,2 \cdot 10183,9558}{3,5} = 1104,23 \text{ Kn}$$

IV.3.5.2. Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- **g** : accélération de la pesanteur.

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type (**IIa**) et un Groupe d'usage **2**.

Nous trouverons : **A = 0.15**

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

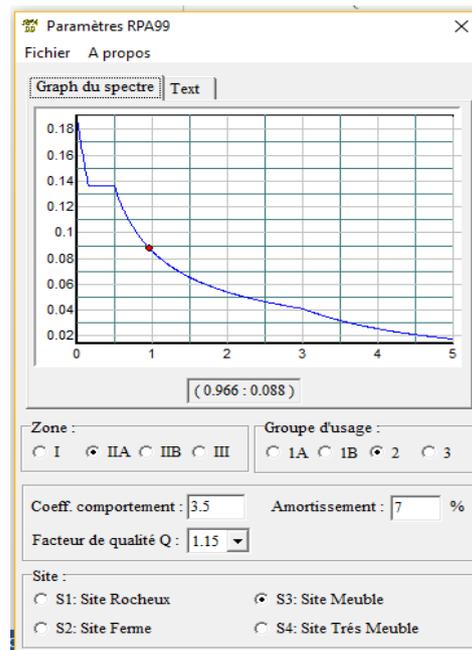
Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons une structure à voiles porteurs avec un remplissage dense,

Donc $\xi = 7$ %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,881 \geq 0,7$$

- **T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003



Notre structure est construite dans un site meuble (**S3**) donc **T1= 0.15sec, T2= 0.50sec**

*Figure VI.6 : Schéma de spectre de réponse***IV.3.5.3 Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).**

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode **i**

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

➤ **Sens longitudinal (x-x)**

Tableau IV.9 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.

Mode	Période (sec)	S _a /g	α_i (%)	W(KN)	V _i (KN)
1	0.562739	0,130	73.3195	10183,9558	970,6873
2	0.549902	0,1329	0.8907	10183,9558	12,0551
3	0.490465	0,1415	3.7459	10183,9558	53,9795
4	0.162288	0,1415	11.8286	10183,9558	170,4536
5	0.15822	0,1415	0.707	10183,9558	10,1880
6	0.143928	0,1434	0.5892	10183,9558	8,6045
7	0.078087	0,1636	3,596	10183,9558	59,9127
8	0.075495	0,1644	1.0955	10183,9558	18,3413
$\sum \alpha_i(\%) = 95,7724$					

Sens transversal (y-y)

Tableau IV.10 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.

mode	Période (sec)	S _a /g	α_i (%)	W(KN)	V _i (KN)
1	0.562739	0,130	0.7105	10183,9558	9,4064
2	0.549902	0,1329	77.9899	10183,9558	1055,5525
3	0.490465	0,1415	0.3547	10183,9558	5,1113
4	0.162288	0,1415	0.5374	10183,9558	7,7440
5	0.15822	0,1415	11.9447	10183,9558	172,1266
6	0.143928	0,1434	0.2673	10183,9558	3,9035
7	0.078087	0,1636	0.5582	10183,9558	9,3001
8	0.075495	0,1644	2.8225	10183,9558	47,2554
$\sum \alpha_i(\%) = 95,18$					

➤ **Combinaison des réponses modales**

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes, **T_j** d'amortissement, **ξ_j** sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{avec } T_i < T_j \quad \text{et} \quad \xi_i, \xi_j = 7\% \rightarrow r \leq 0,588$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon la mode « i ».

K : nombre de modes retenues.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E1 et E2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Tableau IV.11 : Combinaisons des réponses modales.

Mode	Période T(s)	r = Ti/Tj	10 / (10 + √(ξ _i ξ _j))	Observation
1	0.562739	1.02330	0.588	N.V
2	0.549902	1.12110	0.588	N.V
3	0.490465	3.02210	0.588	N.V
4	0.162288	1.02490	0.588	N.V
5	0.15822	1.09930	0.588	N.V
6	0.143928	1.84317	0.588	N.V
7	0.078087	1.03433	0.588	N.V
8	0.075495	/	/	

E_x = 970,68 KN

E_y = 1055,5525 KN

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**

Si **V_t** < 0.8 V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **r = 0.8V/V_t**.

Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V statique(KN)	V Dynamique(KN)	0.8% V stat	0.8 V stat < V dyn
Sens X-X	1104,23	1304,222	883,384	C.V
Sens y-y	1104,23	1310,3998	888,384	C.V

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$V_{dyn} > 0.8 V_{stat}$ C. V

Vérifications

➤ Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le *RPA99/v.2003* exige de vérifier que les déplacements entres niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{eK} \text{ (Art 4 - 19 - RPA99/v.2003).}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h$ e : le déplacement relatif admissible

he : représente la hauteur de l'étage.

δ_k : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion). $e_k \delta$

R : Coefficient de comportement.

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

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Art 4 - 20 RPA99/v.2003).}$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant

➤ Sens longitudinale :

Tableau IV.13 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'.

Sens XX'							
Niveau	δ_e^k (m)	R	δ^K (m)	δ^{k-1} (m)	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Niveau 6	0.0132	3.5	0.0462	0.03955	0.0067	0.0306	C.V
Niveau 5	0.0113	3.5	0.03955	0.0322	0.0074	0.0306	C.V
Niveau 4	0.0092	3.5	0.0322	0.0238	0.0084	0.0306	C.V
Niveau 3	0.0068	3.5	0.0238	0.0147	0.0091	0.0306	C.V
Niveau 2	0.0042	3.5	0.0147	0.00595	0.0088	0.0306	C.V
Niveau 1	0.0017	3.5	0.00595	0.00	0.0060	0.0408	C.V

➤ Sens transversale :

➤ *Tableau IV.14 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'.*

Sens YY'							
Niveau	δ_e^k (m)	R	δ^K (m)	δ^{k-1} (m)	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Niveau 6	0.0129	3.5	0.04515	0.04515	0.0077	0.0306	C.V

Niveau 5	0.0107	3.5	0.0375	0.0375	0.0067	0.0306	C.V
Niveau 4	0.0088	3.5	0.0308	0.0308	0.0081	0.0306	C.V
Niveau 3	0.0065	3.5	0.02275	0.02275	0.0088	0.0306	C.V
Niveau 2	0.004	3.5	0.014	0.014	0.0084	0.0306	C.V
Niveau 1	0.0016	3.5	0.0056	0.0056	0.0056	0.0408	C.V

Commentaire : On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (*Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée*).

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de 2^o ordre ou l'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaisants est à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 »

h_k : Hauteur d'étage « k »

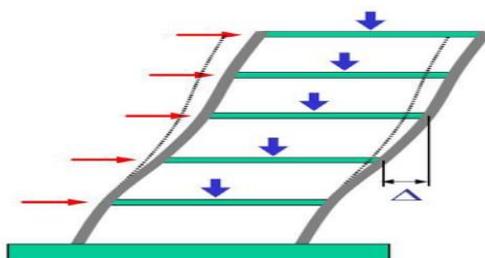


Figure VI.7 : Présentation de l'effet P- Δ sur la structure

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1-\theta)$.

Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'.

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	h_k (m)	V_k	θ_k	< 0.1
Niveau 6	1262.7932	0.0067	3.06	247.45	0.01117	C.V
Niveau 5	2963.7952	0.0074	3.06	493.7	0.01452	C.V

Niveau 4	4750.9566	0.0084	3.06	701.54	0.01859	C.V
Niveau 3	6532.6694	0.0091	3.06	859.83	0.02259	C.V
Niveau 2	8319.3559	0.0088	3.06	965.48	0.02478	C.V
Niveau 1	10183.9558	0.0060	4.08	1021.15	0.01467	C.V

➤ Sens transversale

Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'.

Niveau	P _k (KN)	Δ _k	h _k	V _k	θ _k ^x	< 0.1
Niveau 6	784.09	0.0077	3.06	249	0.00792	C.V
Niveau 5	1442.47	0.0067	3.06	508.34	0.00621	C.V
Niveau 4	2129.52	0.0081	3.06	728.46	0.00774	C.V
Niveau 3	2816.58	0.0088	3.06	895.61	0.00904	C.V
Niveau 2	3536.15	0.0084	3.06	1006.53	0.00964	C.V
Niveau 1	4906.64	0.0056	4.08	1064.37	0.00633	C.V

Commentaire

La condition est vérifiée. $\theta \leq 0,10$

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

a) Distribution de la résultante des forces sismiques 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 : (RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t = 0,07 TV où **T** est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de **F_t** ne dépassera en aucun cas **0,25 V** et sera prise égale à **0** quand **T** est plus petit ou égale à **0,7** secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases} \quad T : \text{ est la période fondamentale de la structure.}$$

La partie restante de **V** soit (**V - F_t**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers i, j

Dans notre cas $T = 0.6648s < 0.7s$ donc : $F_t = 0$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

. Vérification vis-à-vis du renversement

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/\theta} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{Stabilisateur}} = M_{W/Q} = \sum W_i \times b_i$$

Il faut vérifier que :

Moment stabilisateurs / Moment renversement $\leq 1,5$

Avec :

- ✓ MS : Moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.
- ✓ MR : Moment de renversement.
- ✓ F_i : Efforts sismique appliqués à chaque étage.
- ✓ d_i : La hauteur de niveau i mesuré à partir de la base.
- ✓ b_i : Bras de levier de niveau i .
- ✓ W_i : Poids de niveau

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Pour notre cas $F_t = 0$

Dans notre cas $T = 0.5627s < 0.7s$ donc : $F_t = 0$

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinale : (VX = 1021,15 KN). (Ft=0)**

Tableau IV.17 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX

Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	(Vx -Ft)	(Vx -Ft).wi*hi	Fi (KN)
STORY6	1262,7932	19,38	24472,9322	1021,15	1021.15	24990534,72	218,4358

STORY5	1701,0284	16,32	27760,7834	1021,15	1021,15	28347923,97	247,7819
STORY4	1781,1712	13,26	23618,3301	1021,15	1021,15	24117857,78	210,8080
STORY3	1781,1712	10,2	18167,9462	1021,15	1021,15	18552198,26	162,16
STORY2	1786,6864	7,14	12756,9409	1021,15	1021,15	13026750,02	113,8634
STORY1	1870,0508	4,08	7629,8072	1021,15	1021,15	7791177,622	68,1006
Somme	10183,9558	/	114406,74	/	/	/	1021,15

➤ **Sens transversal: (VY =1064.37 KN. (Ft=0)**

Tableau IV.18 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY

Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	(Vx -Ft)	(Vx -Ft).wi*hi	Fi (KN)
STORY6	1262,7932	19.38	24472,9322	1064.37	1064.37	26048254,85	227,6811
STORY5	1701,0284	16.32	27760,7834	1064.37	1064.37	29547745,03	258,2692
STORY4	1781,1712	13.26	23618,3301	1064.37	1064.37	25138642,01	219,7304
STORY3	1781,1712	10.2	18167,9462	1064.37	1064.37	19337416,9	169,0234
STORY2	1786,6864	7.14	12756,9409	1064.37	1064.37	13578105,19	118,6827
STORY1	1870,0508	4.08	7629,8072	1064.37	1064.37	8120937,889	70,9803
Somme		/	114406,74	/	/	/	1064,37

➤ **Sens XX**

Tableau IV.19 : Moment de renversement dans le sens XX

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 6	218,4358	19.38	4233,2858
Niveau 5	247,7819	16.32	4043,8006
Niveau 4	210,8080	13.26	2795,3140
Niveau 3	162,16	10.2	1654,032
Niveau 2	113,8634	7.14	812,9846
Niveau 1	68,1006	4.08	277,8504
			Σ = 13817,2674

➤ **Sens YY'**

Tableau IV.20 : Moment de renversement dans le sens YY'

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 6	227,6811	19.38	4412,4597
Niveau 5	258,2692	16.32	4214,9533
Niveau 4	219,7304	13.26	2913,6251
Niveau 3	169,0234	10.2	1724,0386
Niveau 2	118,6827	7.14	847,3944
Niveau 1	70,9803	4.08	289,5996
			Σ = 14402,0707

- **Moment stabilisateur:**
- ✓ **Calcul du centre de gravité de la structure**
- **Sens longitudinal et transversal**

Tableau IV.21 : Centre de gravité et de torsion.

Niveau	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	Mi.Xi	Mi.Yi	XG(m)	YG(m)
Niveau 1	9.823	4.354	128.7251	1264,4666	560,4690	10,521	4,242
Niveau 2	9.839	4.337	173.3947	1706,0304	752,0128		
Niveau 3	9.848	4.323	181.6221	1788,6144	785,1523		
Niveau 4	9.848	4.323	181.6221	1788,6144	785,1523		
Niveau 5	10.12	4.227	182.1291	1857,6433	769,8597		
Niveau 6	13.204	3.94	190.627	2517,0389	751,0703		
Somme	62,682	25,504	1038,1201	10922,408	4403,7164		

$$b_{xi} = L X - XGi = 21,35 - 10,521 = 10,829 \text{ m}$$

$$b_{yi} = L y - YGi = 10,70 - 4,242 = 6,458 \text{ m}$$

Tableau IV.22 : Vérification au renversement dans le sens XX et YY.

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr
Sens longitudinal	10183,9558	10,829	110282,0574	13817,2674	7,98
Sens transversal	10183,9558	6,458	65767,9865	14402,0707	4,56

Commentaire :

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement (**Ms > 1,5 Mr**). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

b) Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N_d : l'effort normal maximal.

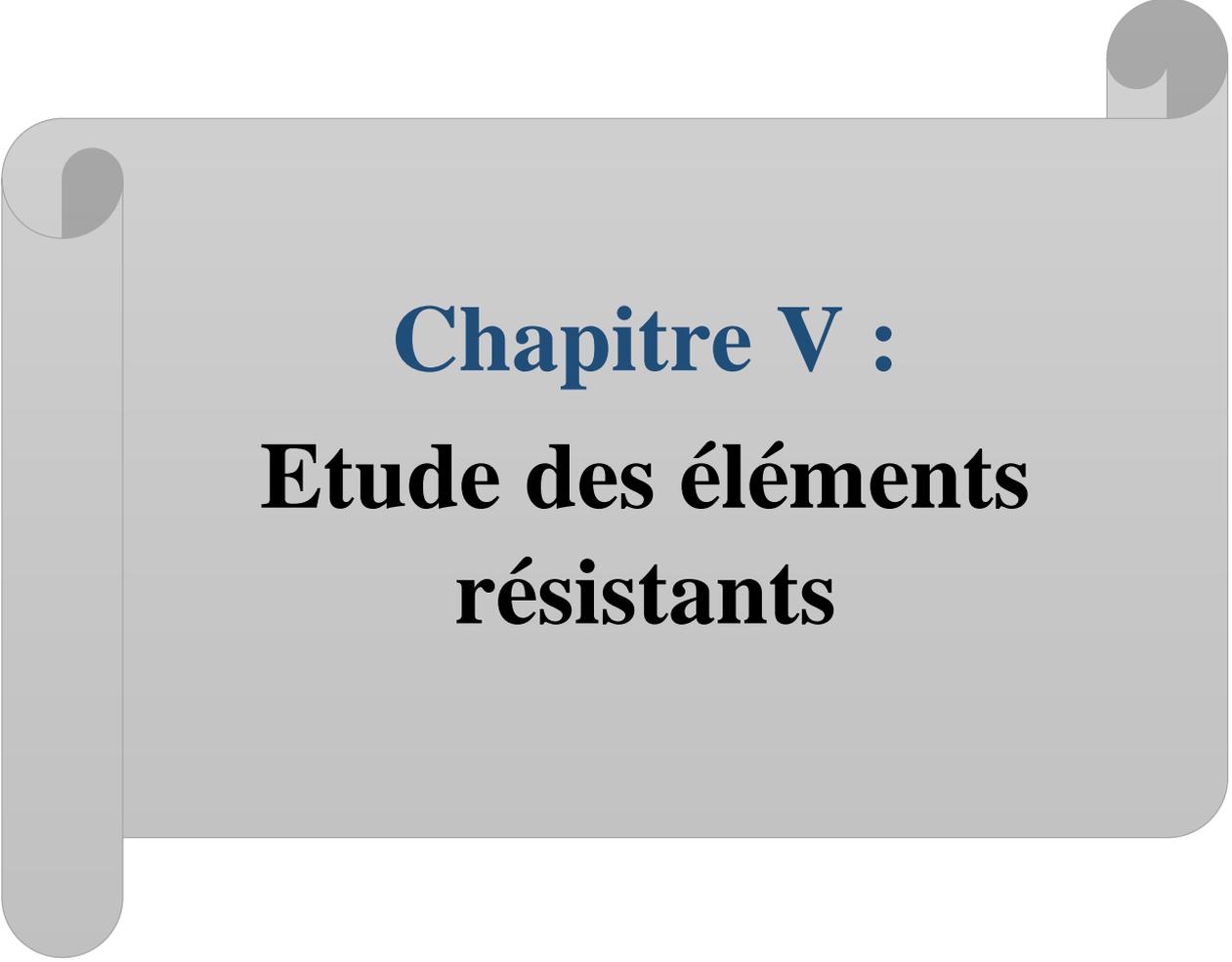
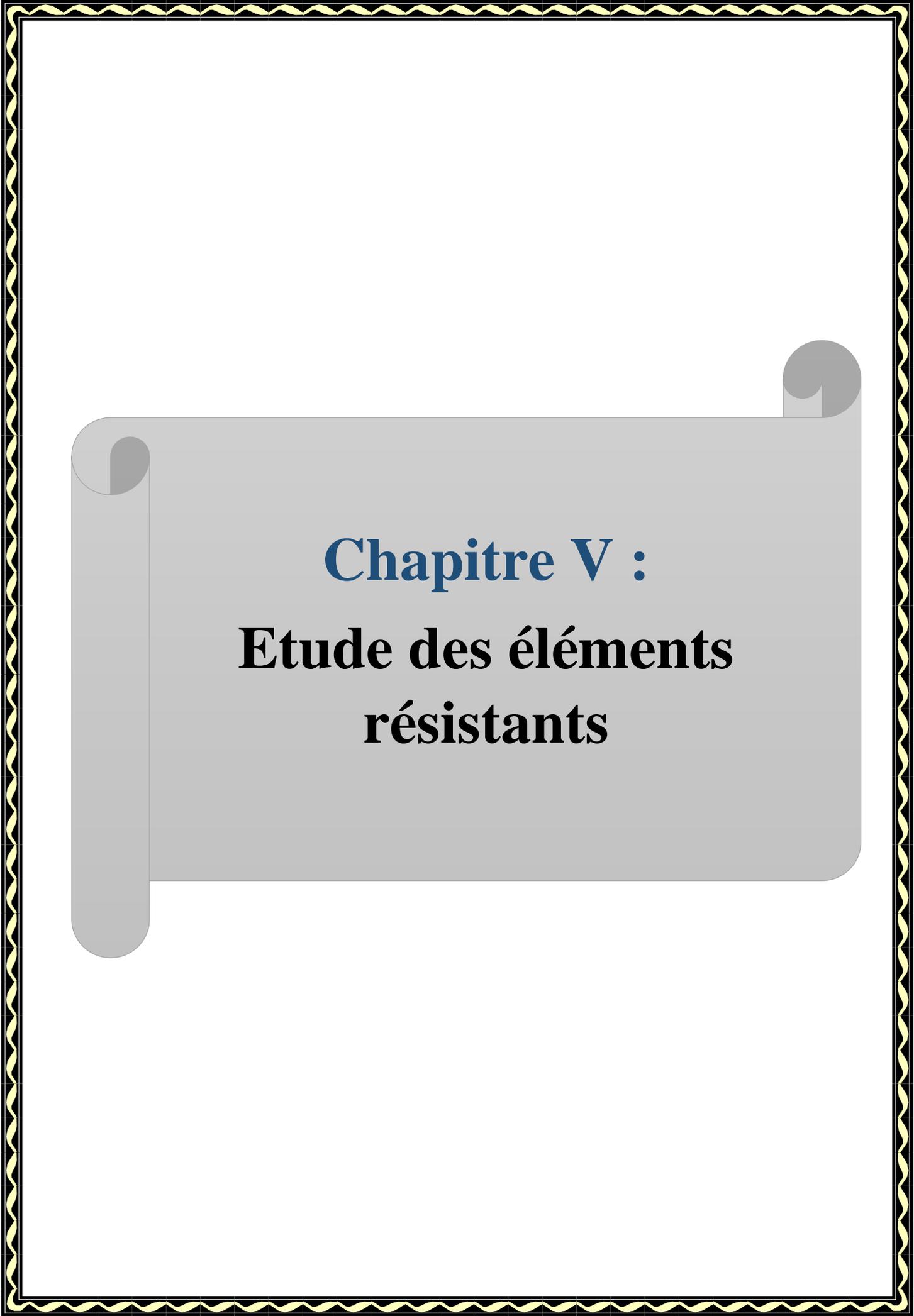
B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV-23 : L'effort normal réduit

Section	Nd (KN)	v	Observation
40x40	1273,28	0,3	$\leq 0,3$ CV



Chapitre V :
Etude des éléments
résistants

V. Calcul des éléments structuraux

Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée.

V.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

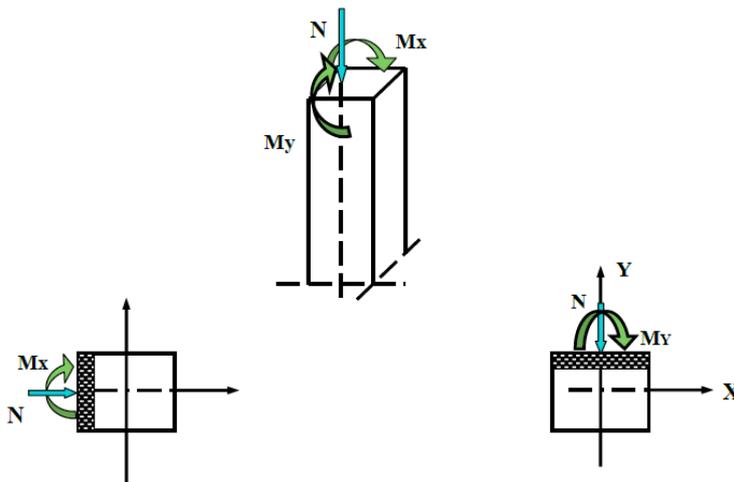


Figure V.1 : les sollicitations des poteaux

- **Caractéristiques des matériaux :**

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

- **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL91 : (Situations durables)

$$\begin{cases} ELU : 1,35G + 1,5Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

Selon RPA99 : (situations accidentelle)

$$\begin{cases} G \pm Q \pm E \\ 0,8G \pm Q \end{cases}$$

V.1.1. Ferraillage longitudinale :

- **Recommandations de l’RPA99/V2003 :**
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0.8% ($A_{min} = 0.8\% * b * h$)..... (ZONE IIa)
- Leur pourcentage maximal et de : $\begin{cases} 4\% \dots\dots\dots(en \ zone \ courante) \\ 6\% \dots\dots\dots(en \ zone \ de \ recouvrement) \end{cases}$

$$\begin{cases} A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64cm^2 \dots\dots\dots(en \ zone \ courante) \\ A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96cm^2 \dots\dots\dots(en \ zone \ de \ recouvrement) \end{cases}$$

- Le diamètre minimal est de : 12 mm
- La longueur minimal de recouvrement est de : 40ϕ en (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne dépasse pas 25 cm.
- Les jonctions doivent être faites à l’extérieure des zone nodales.
- **Recommandations du «BAEL99/V2003» :**

$$\begin{cases} A_{min} \left(4cm^2 / ml, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton=b.h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

$$A \geq \frac{0,23.f_{t28}}{fe} b_0.d. \frac{e-0,45d}{e-0,185d}$$

- **Ferraillage minimum d’après le CBA93 :**

Condition de non fragilité : $A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{fe}$

Tableau V.2 : Ferraillage maximale et minimale

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Zone	40x40	4	80	1,74	12,8	64	96

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

$$\begin{cases} N_{\max} \text{ et } M_{\text{correspondant}} \\ N_{\min} \text{ et } M_{\text{correspondant}} \\ M_{\max} \text{ et } N_{\text{correspondant}} \end{cases}$$

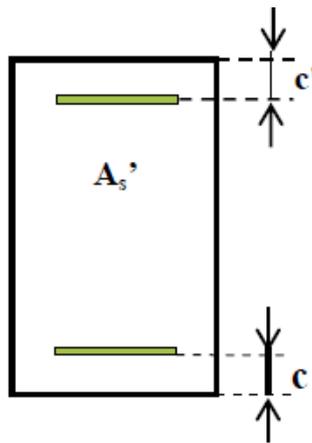
Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable :

Tableau V. 3 : Les sollicitations obtenues par ETABS

Niveau	Section	sollicitation	Ncorres	Mcorres	combinaison
Zone	40x40	Nmin	353,53	8,851	0,8GQEY
		Nmax	-851,78	-32,44	GQEY
		Mmax	-546,55	-93,645	GQEY

➤ **Exemple de calcul :**

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7** et à partir de la combinaison la plus défavorable :
- Le poteau le plus sollicité c'est le **C8**
- La combinaison la plus défavorable est la combinaison **GQEY** :



$C=C'=3\text{cm}$.

$S=40 \times 40(\text{cm}^2)$

$L= 3.06 \text{ m}$

$d = 0.9h \text{ cm} = 0.36\text{m}$

$M_{\max} = -93,645 \text{ KN}$. $N_{\text{corr}} = -546,55 \text{ KN.m}$.

$M_u = -47,369 \text{ KN.m}$; $M_{\text{ser}} = -34,605 \text{ KN.m}$.

ea : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$ea = \max(2 \text{ cm} ; L / 250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.224\text{cm}) \quad ea = 2\text{cm} = 0,02 \text{ m}$.

e1 : excentricité du premier ordre à l'ELU

$e_1 = e_0 + ea \rightarrow e_0 = M_{\max} / N_{\text{corr}} = -0,17 \text{ m} = -17 \text{ cm}$

$\rightarrow e_1 = 15\text{cm} \quad d - h/2 = 0.16 \text{ m} \quad e_0 > d - h/2$ Section partiellement tendues

Si $\frac{l_f}{h} \leq \max(15, \frac{20 * e_1}{h}) \Rightarrow$ Pas de risque de flambement

Lf : longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7L_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

$$L_f / h = 5.35 < \max(15 ; 7,5) = 15 \dots \text{C.V.}$$

Donc : Le calcul se fera en **flexion composé**.

e₂ : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 * I_f^2}{10000 * h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$\phi = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$\alpha = 10 * \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s}\right) = 0,87$$

$$\text{D'où: } e_2 = 0.0128 \text{ m} = 1,28 \text{ cm}$$

$$e = (e_1 + e_2) = (-0,15) + 0,0128 = -0,1372 \text{ m.}$$

$$e = -13,72 \text{ cm}$$

- Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$M_u \text{ corr} = N_u \times e = -546,55 \times (-0,1372 \text{ m}) = 74,99 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_{\max} = -546,55 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 74,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont :

$$M_{ua} = M_{ucorr} + N_u * \left(d - \frac{h}{d}\right) = 74,99 - 546,55 \times (0.36 - 0.4/2) = -12,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 \cdot f_{bu}} = 0,017$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d}\right) = 0,493$$

$\mu_{bu} \leq \mu_{bc} \dots \dots \dots$ section partiellement comprimée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{-47,369}{-34,605} = 1,37$$

$$\mu_{iu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)10^{-4} = 0,288$$

$$\mu_{iu} > \mu_{bu} \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0,6 \mu_{bu}] = 0,356 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z_b \sigma_s} = \frac{12,46.10^6}{356.348} = 1cm^2$$

• **Armatures en flexion composée :**

$$A_{fc} = A_u - \frac{N_u}{f_{ed}} = 100 - \frac{546,55.10^3}{400} = -12,66cm^2 \dots\dots\dots A_{fc} < 0(F.C)$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section As la section minimale A_{min}

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.400.360.2,1}{400} = 1,74cm^2 \qquad A_{CNF} \geq 1,74cm^2$$

$$A_{minRPA} = 0,8\% . b . h = 0,008 . 0,4 . 0,4 = 12,8cm^2 \Rightarrow (ZoneII_A)$$

$$A_{adopté} = \max(A_{minRPA} ; A_{CNF} ; A_{cal}) = 12,8cm^2$$

Pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferraillage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

• Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Ferraillage longitudinal

Niveau	N(KN)	M(KN.m)	Section (cm2)	Acal (cm2)	Acnf (cm2)	ARPA (cm2)	Choix des barres
Zone	Nmax=-851,78	Mcorr=-32,44	40x40	0	1,74	12,8	8T16
	Nmin=353,53	Mcorr=8,851		0			
	Ncorr=-546,55	Mmax=-93,645		15,77			

Choix des armatures des poteaux :

Tableau V.5 : choix des Armatures

Niveau	Section (cm2)	Acal (cm2)	Acnf (cm2)	ARPA (cm2)	AZC (cm2)	AZR (cm2)	Choix des armatures	Aadopté (cm2)
Zone	40x40	15,77	1,74	12,28	64	96	8T16	16,08

Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)

Selon la zone sismique IIA, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$Lr=40\phi \text{ en zone IIA}$$

$$\text{Pour : T16} \dots\dots\dots Lr = 64cm$$

V.1.2.Ferraillage transversal :

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \Rightarrow \lambda_g \text{ (L'élancement géométrique de poteau)} = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

• **Espacement des armatures transversales :(Art7.4.2.2.RPA99/V2003)**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $St \leq \min \{10\phi ; 15 \text{ cm}\} \dots$

Dans la zone courante : $St \leq 15\phi$.

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

On prend $St = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$ la zone nodale.

On prend $St = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$ la zone courant.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme suit :

• $0,3 \%$ si $\lambda_g \geq 5$

• $0,8 \%$ si $\lambda_g \leq 3$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

• Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 8 \text{ cm}$

➤ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant maximal et on le généralise pour tous les poteaux.

$V_u \text{ max} = 20,16 \text{ KN}$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{20,16 \cdot 10^3}{400 \cdot 360} = 0,14 \\ \tau_{uadm} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u < \tau_{uadm} \text{ (CV)}$$

• Exemple de calcul :

➤ Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,74,08}{0,5} = 5,71 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{0,15.2,5.20,16.10^{-3}}{0,5.400} = 0,38.10^{-4} m^2$$

Soit : $A_t=2,01 \text{ cm}^2$ **4HA8**

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0,3\% \text{ (RPA99/2003)} \implies \frac{2,01}{15.40} = 0,335\% > 0,30\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Zone nodale :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 4,08}{0,50} = 5,71 > 5 \quad \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{0,1.2,5.20,16.10^{-3}}{0,50.400} = 0,252 \times 10^{-4} m^2 = 0,252 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } A_t=2,01 \text{ cm}^2 \implies \text{4HA8}$$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0,3\% \text{ (RPA99/2003)} \implies \frac{2,01}{10.40} = 0,502\% > 0,3\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• Les résultats du ferraillage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Zone courante :

Tableau V.6 : Armature transversale (Zone courante)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 (MPA)	Choix	A _{ado} (cm ²)	% Cal	% min
40x40	20,16	15	0.380	5.71	2.5	0.14	4HA8	2.01	0.335	0.3

➤ Zone nodale :

Tableau V.7 : Armature transversale

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 MPA	Choix	A _{ado} (cm ²)	% Cal	% min
---------	--------	---------------------	-----------------------------------	----------------	----------------	---------------------------	-------	-------------------------------------	-------	-------

40x40	20,16	10	0.252	5.71	2.5	0.14	4HA8	2.01	0.502	0.3
-------	-------	----	-------	------	-----	------	------	------	-------	-----

V.1.3 Vérification :

a) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6.f_{c28} = 15MPa$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s+A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s+d'A'_s)}{7.5(A_s+A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau V.8 : Vérification des contraintes

Zone	M _{ser} (kn.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Mpa/m)	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
1	34,605	16,08	150993,39	15,66	22,92	3,59	15	Vérifier

b) Contraintes tangentielles : (Art7.4.3.2.RPA99/2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \dots \text{si} \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poteaux	L _r (m)	λ _g	ρ _d	V(KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
40 x 40	2.86	5.71	0.075	20,16	0.14	3,33	Vérifier

c) Vérification au flambement :

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement :

$$N_{\max} = 851,78 \text{ KN.}$$

$$L_f = 0.7 l_0 = 2.86 \text{ m}$$

$$I_{XX} = I_{YY} = 0.0015 \text{ m}^4$$

$$B = 0.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0015}{0.16}} = 0.097 \text{ m}$$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0.097 \quad \Rightarrow \quad \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 29,48$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20(\lambda/35)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$0 < \lambda < 50 \quad \Rightarrow \quad \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.74$$

On vérifier que :

$$Br \geq \frac{N_{\max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = \frac{851,78}{0,74 \left(\frac{25}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{400}{100 \cdot 1,15} \right)} = 523,528 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$Br = [(40-3)(40-3)] = 1369 \text{ cm}^2 > 523,528 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

d) Vérification de l'effort normal ultime :

D'après **CBA93 (Art.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{\text{ultim}} = \Delta \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

- **Calcul de N_{ultime} :**

$$N_{ulim} = \Delta \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0,74 \left[\frac{0,1369 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} + 16,08 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{400}{1,15} \right] \cdot 10^3$$

$$N_{ulim} = 2289,92 \text{ KN} > N_{max} = 851,78 \text{ KN} \dots \text{C.V}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Vérification de l'effort normal ultime

Poteau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	A (cm ²)	N _{max} (kN)	N _{ulim} (kN)	Vérification
RDC	40x40	4,08	2,86	29,48	16,08	2289,92	851,78	Vérifiée

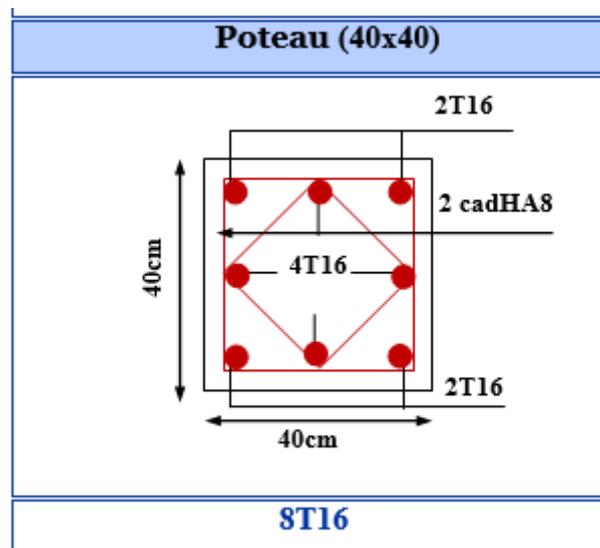


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.2. Ferrailage des poutres

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « **RPA99** » en **zone II A**.

- Poutres principales : (b, h) = (30,35)
- Poutres secondaires : (b, h) = (30,45)

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

Tableau V.I.11 : combinaisons de charges

/	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	1.35G + 1.5Q	G + Q ± E
E.L.S	G + Q	0.8G ± E

V.2.1. Recommandation du RPA99 (Version 2003)

a) Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section **A_{min} = 0.5% b.h**
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % → **A_{max} = 4% b.h** **En zone courante.**

6 % → **A_{max} = 6% b.h** **En zone de recouvrement.**

- La longueur minimale de recouvrement est de :

40 Ø **en zone IIA**

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

Avec :

Ø I : c'est la valeur du diamètre **Ø** des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- En dehors de la zone nodale : **St ≤ h / 2**
- La valeur du diamètre **Ø I** des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :

Tableau V.12 : caractéristiques des poutres

	h (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	fc28 MPa	fe MPa	Fissuration
Poutre principale	45	30	3	31.5	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	35	30	3	40.5	25	400	Peu préjudiciable

V.2.2 Recommandation du BAEL 91

➤ Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité, comme suit :

$$A_{\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40; 15\phi' l_{\min} \neq 0) L'espacement_{\max} \text{ (ArtA.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij})} \end{array} \right.$$

b) Armatures transversales :

• **Volume relatif d'armatures :**

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec :

A_t **Droites** $\alpha = 90^\circ \rightarrow \cos \alpha + \sin \alpha = 1$

$$K = \left\{ \begin{array}{l} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \text{ Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{ij}^* \cdot K \Rightarrow f_{ij}^* = \min \{ f_{ij}; 3,3 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_0 = 0,3 \cdot 2,1 \cdot 1 = 0,63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

• **Section minimale d'armature d'âme :**

➤ Volume minimal d'armatures : $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\}$

➤ Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min} \right\}$

➤ Espacement maximale : $S_{t\max} = \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \}$

➤ Espacement :
$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :
On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

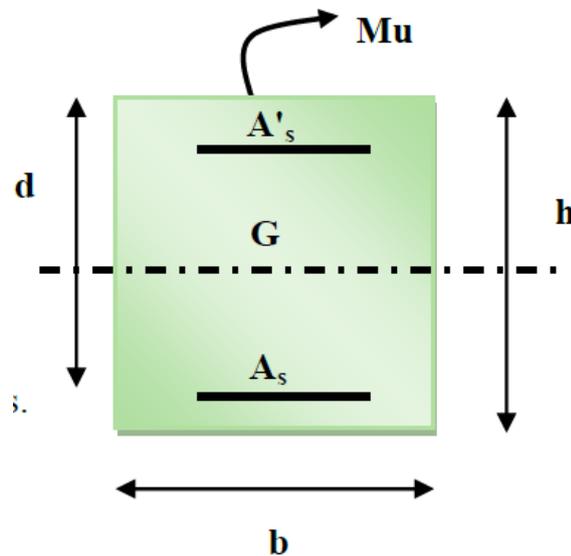
A_s : Section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas.

A'_s : Section supérieure la plus comprimée.

Mu : moment de flexion supporté par la section.

$\gamma_b = 1.15, \theta = 0.85$ **Si la combinaison est accentuelle**

$\gamma_b = 1.5, \theta = 1$ **Si la combinaison est fondamentale**



➤ **Exemple de calcul :**

Les poutres travaillent à la **flexion simple**. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

Les étapes de calcul sont résumées dans l'organigramme ci-après :

a) Calcul des armatures longitudinales :

Exemple de calcul.

Poutres porteuses (poutres principales) (30x45) :

Ferrailage sous la combinaison : 1.35G+1.5Q :

• **Ferrailage en travée :**

$$\theta = 1, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{u \max} = 53,527 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}} = 39,133 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{53,527 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,405)^2 \times 14,2} = 0,077$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{53,527}{39,133} = 1,36$$

$$\mu_{lu} = 0,28, \quad \mu_{bu} = 0,077 < 0,28 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,077 < 0,275 \quad \Longrightarrow \quad \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,405(1 - 0,6 \times 0,077) = 0,386m$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$A_l = \frac{53,527 \times 10^{-3}}{0,386 \times 348} \cdot 10^4 = 3,98 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage sur appuis :**

$$M_{u \max} = -67,817 \text{ kN.m}, \quad M_{\text{ser}} = -49,512 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{67,817 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,405)^2 \times 14,2} = 0,097$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{67,817}{49,512} = 1,37$$

$$\mu_{lu} = 0,288, \quad \mu_{bu} = 0,097 < 0,288 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{67,817 \times 10^{-3}}{0,38 \times 348} \cdot 10^4 (\text{cm}) = 5,13 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

- **En travée :** $A_s = 3,98 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{3T14}$
- **Sur appui :** $A_s = 5,13 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{3T14+2T12}$

➤ **Ferrailage sous les combinaisons sismiques :**

$$\begin{cases} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{cases}$$

- **Ferrailage en travée :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 39,133 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 27,587 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39,133 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,405)^2 \times 14,2} = 0,056$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{39,133}{27,587} = 1,42$$

$$\mu_{lu} = 0,3, \quad \mu_{bu} = 0,056 < 0,3 \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,056 < 0,275 \quad \Longrightarrow \quad \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,405(1 - 0,6 \times 0,056) = 0,39 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$A_l = \frac{39,133 \times 10^{-3}}{0,39 \times 348} \cdot 10^4 = 2,88 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage sur appuis :**

$$M_{u \max} = -49,512 \text{ KN.m}, \quad M_{\text{ser}} = -34,406 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{49,512 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,405)^2 \times 14,2} = 0,07$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{49,512}{34,406} = 1,44$$

$$\mu_{lu} = 0,313, \quad \mu_{bu} = 0,07 < 0,313 \quad \Longrightarrow \quad A' = 0$$

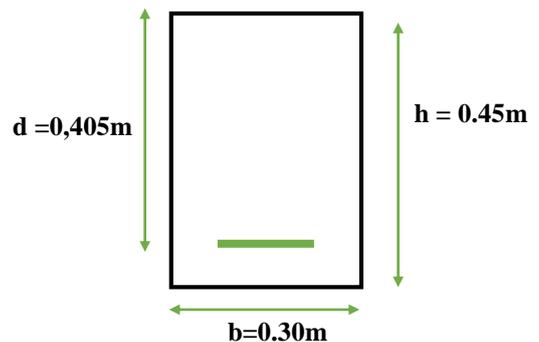
$$\mu_{bu} = 0,07 < 0,275 \quad \Longrightarrow \quad \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,405(1 - 0,6 \times 0,07) = 0,388 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{40,512 \times 10^{-3}}{0,388 \times 348} \cdot 10^4 (\text{cm}) = 3 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

- **En travée : $A_s = 2,88 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad 3T12$**



- **Sur appui** : $A_s = 3 \text{ cm}^2$ \longrightarrow **3T12**

On suivra même procédure de calcul pour les poutres transversales.

V.2.3. Ferrailage des poutres les plus sollicitées :

❖ Identification des poutres :

- **Poutres principales :**

Tableau V.13 : Ferrailage des poutres principales liées aux voiles

POUTRE		M (KN.m)			As (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)	Combinaison
ZONE	PP (30x45)	Sur appuis	Sup	-	8,34	6	3T14+ 2T16	8,64	G+Q-Ey
			inf	107,414	6,74		3T14 + 2T12	6,88	0.8G+Ey
		En travée		53,527	3,98		3T16	6,03	1.35G+1.5Q

Tableau V.14 : Ferrailage des poutres principales liées aux voiles.

POUTRE		M (KN.m)			As (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)	Combinaison
ZONE	PP (30x45)	Sur appuis	Sup	-158,522	13,05	6	5T16+1T20	13,19	0.8G-Ey
			inf	115,189	9,07		5T14+1T14	9,24	G+Q+Ey
		En travée		109,749	8,59		3T20	9,42	1.35G+1.5Q

- **Poutres secondaire :**

Tableau V.15 : Ferrailage des poutres secondaires.

POUTRE		M (KN.m)			As (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)	Combinaison
ZONE	PS (30x35)	Sur appuis	Sup	-47,03	4,6	5.25	3T14+2T1 2	6,88	G+Q-Ex
			inf	40,367	3,9		3T14+2T1 2	6,88	G+Q+Ex
		En travée		16,22	1,51		3T16	6,03	1.35G+1.5Q

Tableau V.16 : Ferraillage des poutres secondaires liées aux voiles :

POUTRE		M (KN.m)			As (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)	Combinaison
ZONE	PS (30x35)	Sur appuis	Sup	-115,34	12,06	5.25	5T16+1T16	12,06	G+Q-Ex
			Inf	87,309	9,09		5T14+1T14	9,24	G+Q+Ex
		En travée		18,94	1,78		3T16	6.03	1.35G+1.5Q

• **Conclusion :**

On adopte le même ferraillage sur tous les niveaux le choix des barres est le suivant.

Tableau V.17 : Ferraillage Poutres principales :

Poutres		Localisation	As adopté (cm ²)	Choix des barres
Poutres principales	PP	sur appuis (sup)	8,64	3T14+ 2T16
		Sur appuis (inf)	6.88	3T14 +2T12
		En travée	6,03	3T16
Poutres principales liées aux voiles		Sur appuis (sup)	13,19	5T16+1T20
		Sur appuis (inf)	9,24	5T14+1T14
		En travée	9,42	3T20

Tableau

V.18 :

Ferraillage Poutres secondaires :

Poutres		Localisation	As adopté (cm ²)	Choix des barres
Poutres secondaires	PS	sur appuis (sup)	6.88	3T14+2T12
		sur appuis (inf)	6.88	3T14+2T12
		En travée	6,03	3T16
Poutres secondaires liées aux voiles		sur appuis (sup)	12,06	5T16+1T16
		sur appuis (inf)	9,24	5T14+1T14
		En travée	6.03	3T16

❖ **Vérification :**

• **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :**

➤ Pour les poutres principales (30x45) :

$$\begin{cases} A_{s\ RPA\ min} = 0.005 \cdot 30 \cdot 45 = 6,75\ cm^2 \\ A_{s\ RPA\ max} = 0.04 \cdot 30 \cdot 45 = 54\ cm^2 \dots\dots\dots (Zone\ courante) \end{cases}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 * 30 * 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone recouvrement})$$

➤ Pour les poutres secondaires (30x35) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 * 30 * 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 * 30 * 35 = 42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone courante}) \\ A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 * 30 * 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone recouvrement}) \end{array} \right.$$

a) Armatures transversales :

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

Selon le BAEL91 : La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec : b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales ; $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$

Donc : On adopte les espacements suivants : $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t \geq \frac{1}{400} 0,4. 0,3. 0,20 \implies A_t \geq 0,60 \text{ cm}^2$$

• Diamètre des armatures d'âme :

➤ Pour les poutres principales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \text{ min}} \right\} \implies \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1,2 \text{ cm}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Pour les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \text{ min}} \right\} \implies \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1 \text{ cm}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

• Selon le RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99version2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

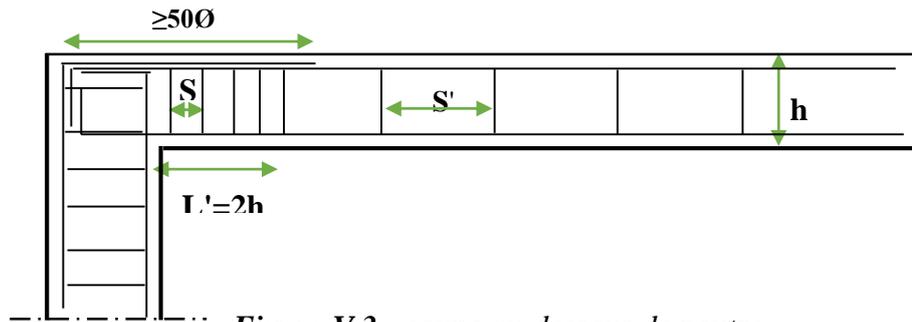


Figure V.3 : coupe au-dessous de poutre

➤ L'espace maximal (poutre principale (30x45)) :

• En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est: $L'=2h=2 \times 0.45 = 0.9 \text{ m}$

$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = \min (45/4, 12 \phi_L, 30) = 10\text{cm} \implies St = 10\text{cm}$

• En zone courante :

$St \leq h/2 = 20\text{cm} \implies St = 15 \text{ cm}$

➤ L'espace maximal (poutre secondaire (30x35)) :

• En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est : $L'=2h=2 \times 0.35 = 0.7 \text{ m}$

$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = 8.75\text{cm} \implies St = 8\text{cm}$

• En zone courante :

$St \leq h/2; St = 17.5\text{cm} \implies St = 15\text{cm}$

➤ L'espace maximal :

• En zone nodale : **St = 10cm**

• En zone courante : **St = 15cm**

Donc: $A_t = 0.003 \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2$

• Conclusion:

$S_t \text{ Adopté} = \min (St_{BAEL}, St_{RPA}).$

• En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

• En zone courante : $S_t = 20\text{cm}$

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8..... $A_t=2.01\text{cm}^2$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø8 »

❖ Vérification :

1) La condition de non fragilité :(BAEL91)

$$\left. \begin{aligned} A_L &\geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2 \dots \text{ P-P} \\ A_L &\geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = 1,14\text{cm}^2 \dots \text{ P-S} \end{aligned} \right\} \implies \text{ C.V}$$

D'après le tableau de ferrailage, on remarque que :

$A_L > A_{\min}$ vérifiée

2) Vérification du cisaillement du béton :

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right\} \implies \bar{\tau}_u = 3,33Mpa \quad (\text{Fissuration peut préjudiciable})$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement

les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄(MPa)	Observation
Poutres principale	30x45	88,08	0,652	3.33	C.V
PP liée aux voiles	30x45	85,39	0,632	3.33	C.V
Poutres secondaire	30x35	47,72	0,454	3.33	C.V
PS liée aux voiles	30x35	34,9	0,332	3.33	C.V

3) Contraint de compression dans le béton :

Fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky \implies K = \frac{M_{ser}}{I}$

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit:

- **Calcul de la position de l'axe neutre :**
$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

- **Calcul du moment d'inertie :** $\frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d)^2 \rightarrow \eta = 15$

As : section d'armatures tendue.

A's : section d'armatures comprimées.

$\eta = 15$: coefficient d'équivalence. On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.20 : Vérification de la contrainte de poutres principales à l'ELS

Les Poutres		Zone de vérification	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
Poutres principales	PP	Sur appuis	8,64	14,88	118013,881	-44,971	5,67	15	C.V
		En travée	6,03	12,9	90368,082	39,133	5,58	15	C.V
Poutres principales liées aux voiles		Sur appuis	13,9	17,77	163834,974	-49,512	5,37	15	C.V
		En travée	9,42	15,38	125542,863	22,453	2,75	15	C.V

Tableau V.21 : Vérification de la contrainte de poutres secondaires à l'ELS

Les Poutres		Zone de vérification	As (cm ²)	Y (cm ²)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
Poutres Secondaires	PS	Sur appuis	6,88	11,67	56474,46	-14,975	3,09	15	C.V
		En travée	6,03	11,31	51337,996	11,769	2,59	15	C.V
Poutres secondaires liées aux voiles		Sur appuis	12,06	14,37	82765,339	-22,327	3,87	15	C.V
		En travée	6,03	11,31	51337,996	13,743	3,03	15	C.V

4) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$

Avec : $a = \min \{a', 0,9d\}$

b: Largeur de la poutre.

à : Longueur d'appui ($\hat{a} = c - c' - 2cm$) $\hat{a} = b - c' - 2 = 25 \text{ cm}$

c: Largeur d'appui (poteau).

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ C' = 3\text{cm} \end{cases}$$

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.22 : Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Section (cm ²)	V _U (KN)	a (cm)	0.267a.b.f _{c28} (KN)	Condition (2)
P.P	(30x45)	88,08	25	88,06 ≤ 500.625	C.V
p.p liée aux voiles	(30x45)	85,39	25	85,39 ≤ 500.625	C.V
p.s	(30x35)	47,72	25	47,72 ≤ 500.625	C.V
p.s liée aux voiles	(30x35)	34,9	25	34,9 ≤ 500.625	C.V

5) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis (L=5,10 m)

M_t : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante

F_e : limite d'élasticité de l'acier

Tableau V.23 : vérification de la flèche

Poutre	Vérification N°1 (cm ²)	Vérification N°2 (MN)	Vérification N°3 (MN)	Observation
P.P	0,088 > 0,0625	0,088 > 0,05	0,071 < 0,0105	CV
P.P liée au voile	0,088 > 0,0625	0,088 > 0,069	0,01 < 0,0105	CV
P.S	0,1 > 0,0625	0,1 > 0,034	0,006 < 0,0105	CV
P.S liée au voile	0,1 > 0,0625	0,1 > 0,016	0,01 < 0,0105	CV

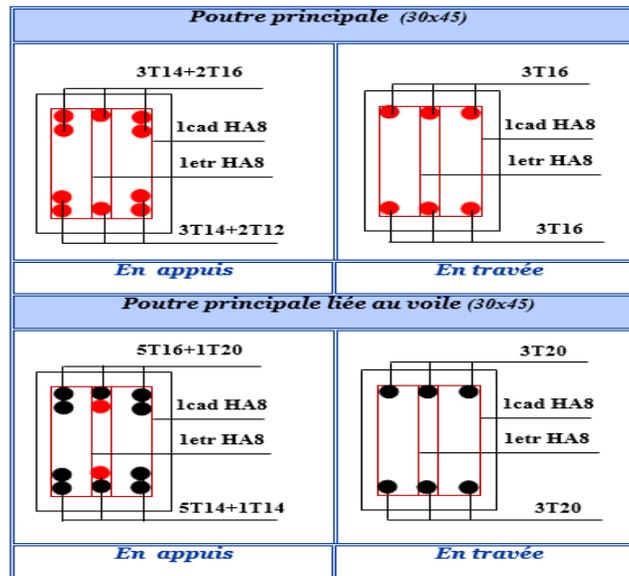


Figure V.4 : Schéma de ferraillage des poutres principales

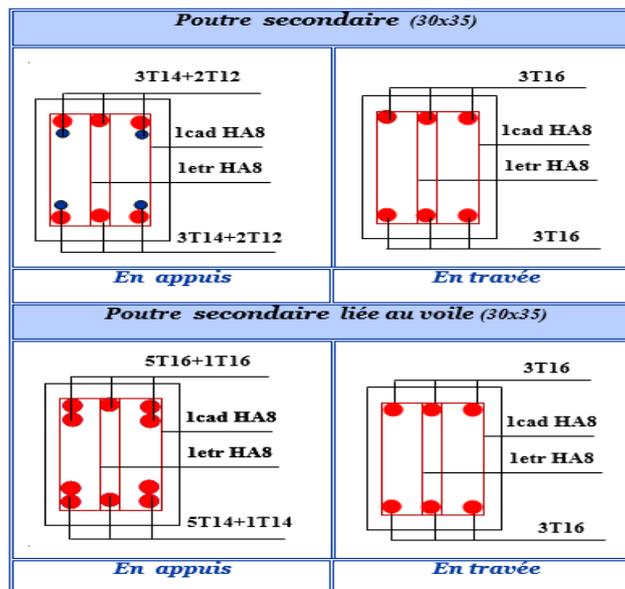


Figure V.5 : Schéma de ferraillage des poutres secondaire

V.3. Ferraillage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes(**G**), d'exploitation (**Q**), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

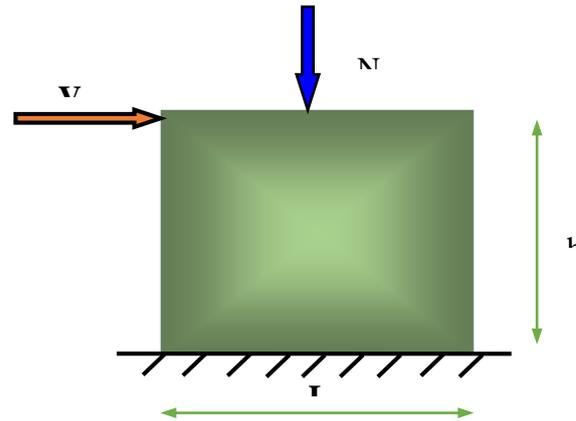


Figure V.6 : Sollicitations des voiles

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.3.1. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.3.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.3.3. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**), les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

➤ Le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

➤ Selon le RPA 99 révisé 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

V.3.5. Méthode de calcul :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le calcul de ferrailage on a partagé l'ouvrage en quatre (04) zones.

- **Zone 1:** RDC, 1^{ème} niveau.
- **Zone 2:** 2^{ème} et 3^{ème} niveau.
- **Zone 3:** 4^{ème}, et 5^{ème} niveau.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

a) Détermination des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

Ω : Section transversale du voile.

V, V' : bras de levier, sachant que $V = V' = \frac{L}{2}$

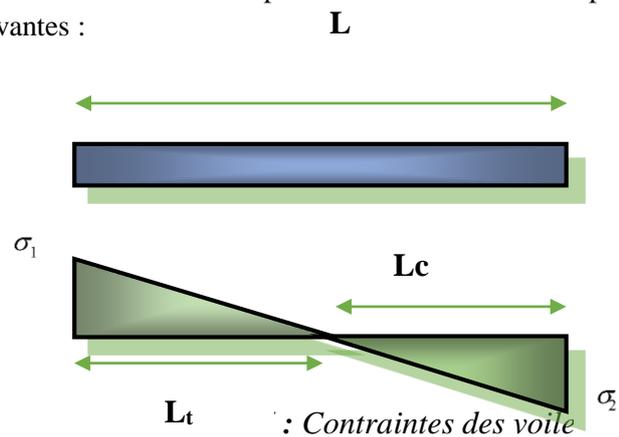
I : l'inertie de voile.

b) Calcul de L_t :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

L_t : Longueur tendue

c) Calcul de force :



$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

d) Armature verticale :

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \longrightarrow \quad V = \text{l'effort tranchant}$$

e) Les Armatures minimales de RPA99 :

D'après le *RPA 2003 (Art 7.7.4.1)*:

$$A_{RPA} = 0.20\% b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

f) Le pourcentage minimal :

- *Dans la section du voile courante :*

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l$$

- *Dans la zone courante :*

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times l_{\text{Courante}}$$

V.3.6 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de **40%** (*Art 7.2.2 RPA 99*).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{\text{Cal}} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Selon le BAEL : $\tau_u = V_{\text{Cal}} / b d$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right)$$

❖ **Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec : } St \leq \min (1,5 \times a; 30 \text{cm}) = 30 \text{ cm.}$$

❖ **Armatures horizontales :**

Selon l'article 7.7.4.2 du **RPA 2003**, les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10 Ø**.

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% b.h$$

• **Exemple d'application :**

❖ **Ferrailage des voiles :**

On procéde par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

➤ **Exposé de la méthode:**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (**formule de RDM**).

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier , $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

I : l'inertie de voile

Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L \quad \Longrightarrow L_t : \text{Longueur tendue.}$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b \quad \Longrightarrow F : \text{L'effort de traction.}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

➤ **Armatures minimales selon le BAEL :**

$$\text{Section partiellement comprimée } A_{\min} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$$

❖ **Vérification :**

➤ **Vérification à l'ELS:**

Pour cet état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton , **A:** section d'armature adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• **D'après le RPA99 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u \text{ calcul}$$

b₀: épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9.h

h: hauteur totale de la section brute

• **D'après le BAEL 91:**

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec } \tau : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right)$$

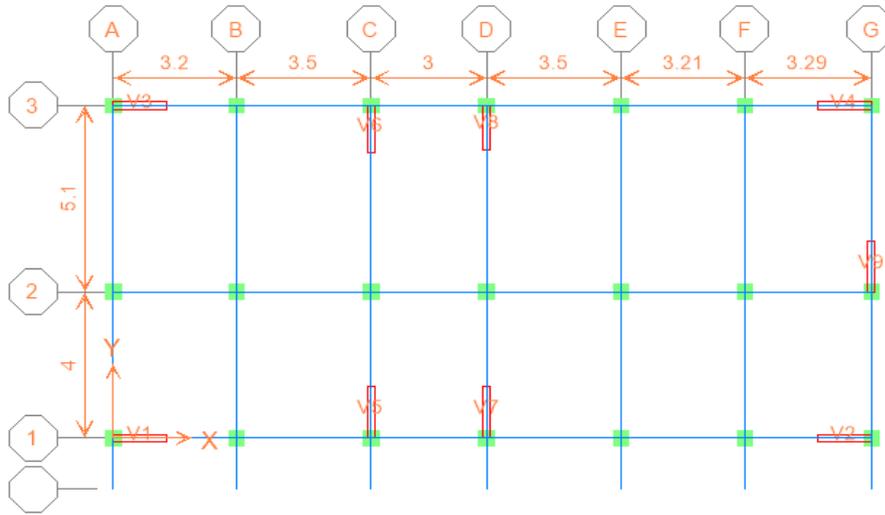


Figure V.8 : Schème de la disposition des voiles

❖ **Exemple du calcul :**

Nous prenons comme exemple de calcul le voile V1 ($L=1,4\text{m}$) dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

• **Détermination des sollicitations :**

$$L=1,4\text{m} ; e = 0.20 \text{ m} ; V = 26,05 \text{ KN}$$

(M, N) sont donnés par ETABS

$$M_{\max} = -809,015 \text{ KN} \cdot \text{m} \implies N_{\text{corr}} = -921,81 \text{ KN}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \implies I = 0,2 \times \frac{1,4^3}{12} = 0.04573 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \cdot L = 0,28 \text{ m}^2$$

$$v = h/2 = 1,4/2 = 0.7 \text{ m}^2$$

➤ **Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{921,81}{0,28} + \frac{809,015}{0.04573} \cdot 0.7 = 15684,09 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{921,81}{0,28} - \frac{809,015}{0,04573} \cdot 0,7 = -9099,73 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

➤ **Calcul de L_t :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 0,514 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la sollicitation équivalente :**

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = 467,72 \text{ KN}$$

➤ **Armature vertical:**

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

$$A_v = 11,69 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale :**

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max \left(0,2\% b L_t, \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \mathbf{b} : \text{épaisseur du voile.} \\ \mathbf{L_t} : \text{longueur de la section tendue.} \end{cases}$$

$$0,2\% b L_t = (0,2 \times 0,20 \times 0,514) / 100 = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B f_{t28}}{f_e} = \frac{0,2 \cdot 1,4 \cdot 2,1}{400} = 14,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max (2,05 \text{ cm}^2 ; 14,7 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 14,7 \text{ cm}^2$$

➤ **La longueur minimale : (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)**

$$\text{Zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{avec : } \mathbf{St = 7 \text{ cm}}$$

$$\text{Zone courante : } L_t = (140 - 2(14)) = 112 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{avec : } \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = A_v / 4 = 11,69 / 4 = 2,92 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15 \% b.h = 0,15 \% \times 20 \times 140 = 4,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 4,2 \text{ cm}^2.$$

Soit donc : $A_H = \max [\text{RPA.V2003} ; \text{BAEL}] = 4,2 \text{ cm}^2$

$$A_H = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Avec un espacement : } S_H = 15 \text{ cm}$$

➤ **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit 4HA 8

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 (art 7.7.2)** à :

$$\tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}.$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a $V_{\max} = 26,05 \text{ KN}$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b.d} = 1,4 \frac{26,05 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 1,4} = 0,145 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Selon le BAEL: } \tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{26,05 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 3,4} = 0,103 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 x f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec: B : section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

$$\sigma_b = \frac{254,97 \times 10^3}{200 \times 1400 + 15 \times 0,45 \times 10^2} = 0,91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Résultats trouvés :

Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau VI.24 : Ferrailage des voiles ($V_1.V_2.V_3.V_4.V_5, V_7.V_9$) :

Zones	L(m)	(M, N)	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L_t (m)	Lc(m)	Nt(KN)	A_{vcal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
1	1,4	N (max)	-921,81	-809,015	15684,09	-9099,73	0,514	0,886	467,72	11,69	14,7
		N (min)	111,57	806,486	12751,64	11945,71	0,677	0,723	808,72	20,22	14,7
		M (max)	-921,81	809,015	15684,09	-9099,73	0,514	0,886	467,72	11,69	14,7
2	1,4	N (max)	-555,72	-174,737	4661,21	-691,78	0,181	1,219	12,52	0,31	14,7
		N (min)	-3,79	51,515	802,6	-775,53	0,688	0,712	53,35	1,33	14,7
		M (max)	-370,4	-219,431	4683,94	-2038,23	0,424	0,976	86,42	2,16	14,7
3	1,4	N (max)	-345,89	-75,793	2396,26	74,38	0,042	1,358	0,312	0,007	14,7
		N (min)	38,36	38,088	720,4	-446,4	0,535	0,865	23,88	0,59	14,7
		M (max)	-179,507	-104,507	2241,86	-959,66	0,419	0,981	40,21	1	14,7

Tableau VI.25 : Ferrailage du voile (V_6) :

Zones	L(m)	(M, N)	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L_t (m)	Lc(m)	Nt(KN)	A_{vcal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
1	1,3	N (max)	-769,24	-564,213	12978,79	-7061,56	0,458	0,842	323,42	8,08	13,65
		N (min)	-81,84	588,426	10764,95	-10135,42	0,63	0,67	638,53	15,96	13,65
		M (max)	-233,75	592,196	11351,96	-9618,1	0,596	0,704	573,24	14,33	13,65
2	1,3	N (max)	-428,57	-78,226	2919,86	259,08	0,106	1,194	2,75	0,069	13,65
		N (min)	-24,38	77,152	1457,25	-1276,41	0,607	0,693	77,45	1,94	13,65
		M (max)	-213,75	142,954	3360,91	-1716,68	0,439	0,861	75,36	1,88	13,65
3	1,3	N (max)	-274,18	-4,669	1137,45	971,62	0,599	0,701	58,2	1,45	13,65
		N (min)	13,73	59,398	1107,69	-1002,07	0,617	0,683	61,83	1,54	13,65
		M (max)	-29,63	70,235	1361,3	-1133,38	0,59	0,71	66,87	1,67	13,65

Tableau VI.26 : Ferrailage du voile (V_8) :

Zones	L(m)	(M, N)	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L_t (m)	L_c (m)	Nt(KN)	$A_{v\text{cal}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
1	1,2	N (max)	-727,12	-434,836	12088,75	-6029,42	0,399	0,801	240,57	6,01	12,6
		N (min)	-127,59	465,944	11284,18	-9175,54	0,538	0,662	493,64	12,34	12,6
		M (max)	-280,07	471,331	10986,35	-8652,43	0,528	0,672	456,85	11,42	12,6
2	1,2	N (max)	-429,44	-67,287	3191,14	387,52	0,13	1,07	5,04	0,13	12,6
		N (min)	-54,67	75,269	1733,39	-3953,82	0,834	0,366	329,75	8,24	12,6
		M (max)	-236,39	129,508	3683,04	-1713,12	0,381	0,819	65,27	1,63	12,6
3	1,2	N (max)	-277,49	-2,814	1214,83	1097,58	0,569	0,631	62,45	1,56	12,6
		N (min)	-9,14	43,451	943,31	-867,14	0,574	0,626	49,77	1,24	12,6
		M (max)	-50,6	84,004	1960,92	-1539,25	0,527	0,673	81,12	2,03	12,6

Ferrailage des voiles et vérification des contraintes :

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.27 : Choix des barres des voiles ($V_1 . V_2 . V_3 . V_4 . V_5 . V_7 . V_9$) :

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	$A_{v\text{ Cal}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)/nappe	Zone cour	S_t (cm)	Zone D'abou	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)	choix des barres	A_{napr} (cm ²)/nappe
1	1,4	20,22	14,7	10,78	4HA14	15	3HA14	7	2,69	4,2	20	15HA8	7,54
2	1,4	2,16	14,7	9,55	4HA14	15	3HA12	7	2,69	4,2	20	15HA8	7,54
3	1,4	1	14,7	9,55	4HA14	15	3HA12	7	2,69	4,2	20	15HA8	7,54

Tableau VI.28 : Choix des barres du voile (V_6) :

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	L(m)	$A_{v\text{ Cal}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)/nappe	Zone cour	S_t (cm)	Zone D'abo	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)	choix des barres	A_{napr} (cm ²)/nappe
1	1,3	15,96	13,6	9,55	4HA14	15	3HA12	7	2,38	3,9	20	15HA8	7,54
2	1,3	1,94	13,6	6,88	4HA12	15	3HA10	7	1,72	3,9	20	15HA8	7,54

3	1,3	1,88	13,6	6,88	4HA12	15	3HA10	7	1,72	3,9	20	15HA8	7,54
les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe						choix des barres (armatures horizontales)/nappe					
Les Zones	L(m)	$A_{v\text{ Cal}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)/nappe	Zone cour	S_t (cm)	Zone D'abo	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)	choix des barres	A_{Hadp} (cm ²)/nappe
1	1,2	12,34	12,6	9,24	3HA14	15	3HA14	7	3,08	3,6	20	15HA8	7,54
2	1,2	8,24	12,6	6,79	3HA12	15	3HA12	7	2,06	3,6	20	15HA8	7,54
3	1,2	2,03	12,6	6,79	3HA12	15	3HA12	7	0,51	3,6	20	15HA8	7,54

Tableau VI.29 : Choix des barres du voile (V_8) :

Vérification :

Vérification de contrainte de cisaillement pour les voiles les plus sollicités :
Les voiles de dimension ($L=1,4$ m) :

Tableau VI.30 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement des voiles ($V_1, V_2, V_3, V_4, V_5, V_7, V_9$) :

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
Les zones	V_u (KN)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau < \tau_{\text{adm}}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u\text{ adm}}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u\text{ adm}}$	N_s (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{\text{adm}}$
Zone1	26,05	0,145	5	C.V	0,103	3.26	C.V	591,81	2	15	C.V
Zone2	29,89	0,166	5	C.V	0,118	3.26	C.V	403,18	1,37	15	C.V
Zone3	49,4	0,274	5	C.V	0,196	3.26	C.V	203,57	0,73	15	C.V

Tableau VI.31 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement du Voile (V_6) :

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
Les zones	V_u (KN)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau < \tau_{\text{adm}}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u\text{ adm}}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u\text{ adm}}$	N_s (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{\text{adm}}$
Zone1	19,38	0,116	5	C.V	0,074	3.26	C.V	501,5	1,83	15	C.V
Zone2	23,94	0,143	5	C.V	0,092	3.26	C.V	321,16	1,19	15	C.V
Zone3	40,7	0,243	5	C.V	0,156	3.26	C.V	151,91	0,56	15	C.V

Tableau VI.32 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement du Voile (V_8) :

Les zones	V_u (KN)	Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL			Ns (KN)	σ_b (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
		τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau < \tau_{adm}$	τ_b (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$				
Zone1	19,5	0,126	5	C.V	0,09	3.26	C.V	503,6	1,98	15	C.V
Zone2	27,52	0,178	5	C.V	0,127	3.26	C.V	332,92	1,33	15	C.V
Zone3	66,78	0,433	5	C.V	0,309	3.26	C.V	167,38	0,67	15	C.V

• **Ferraillage du voile V_1 :**

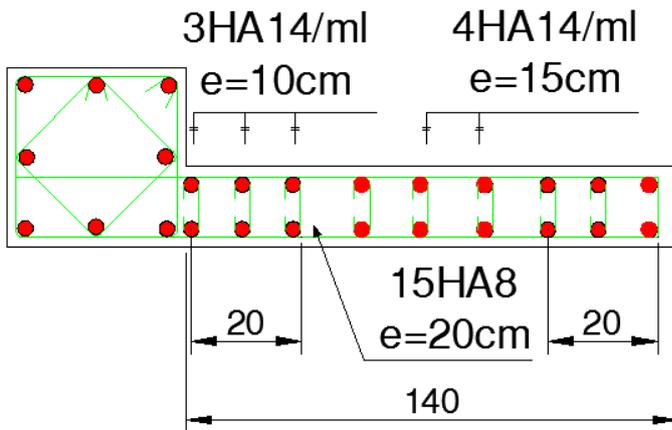


Figure V.9 : Schéma de ferraillage du voile V_1

• **Ferraillage du voile V_8 :**

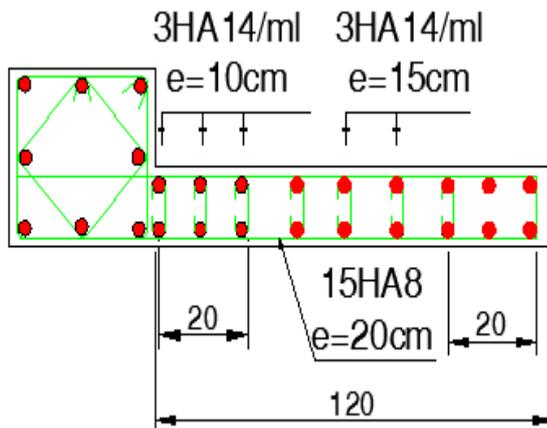
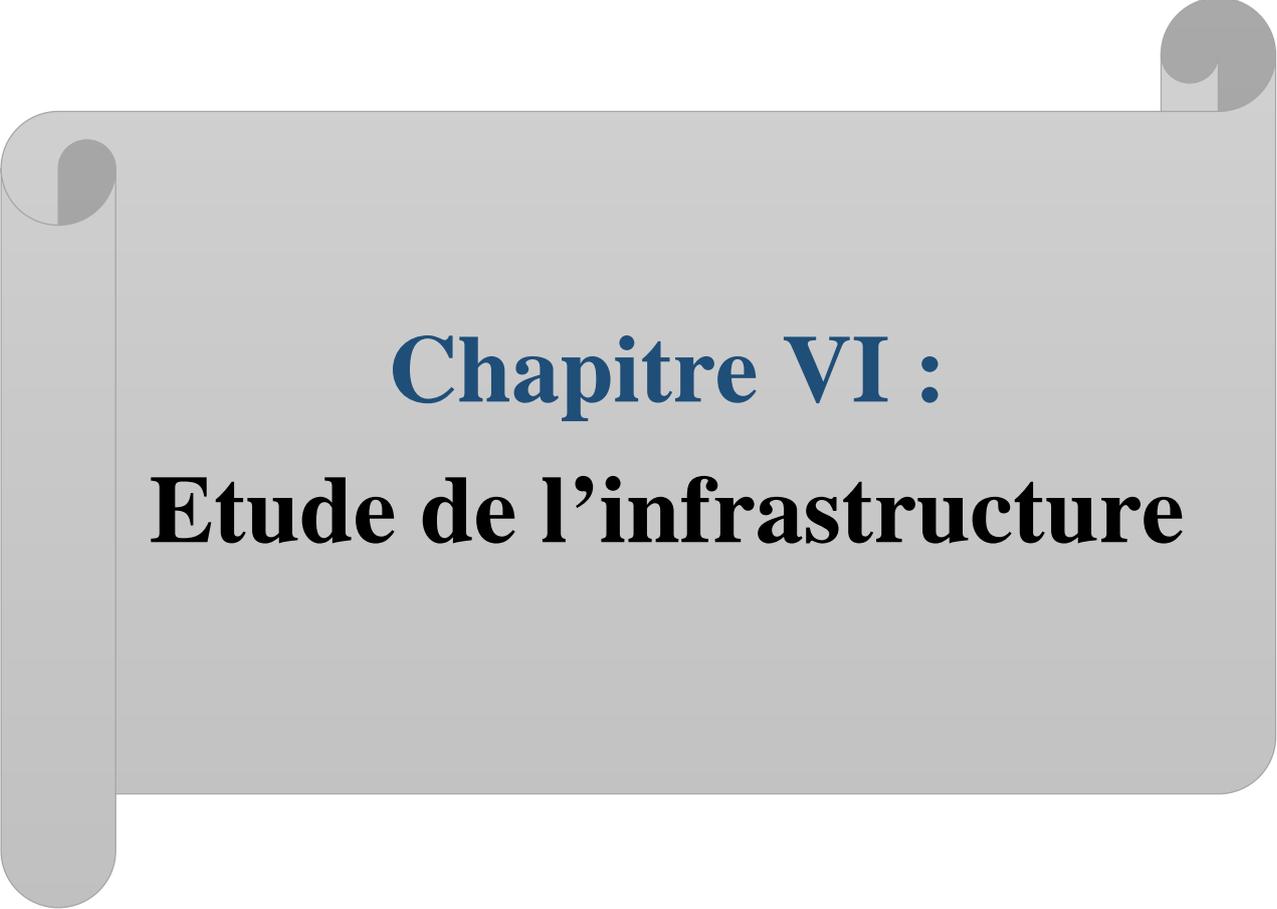
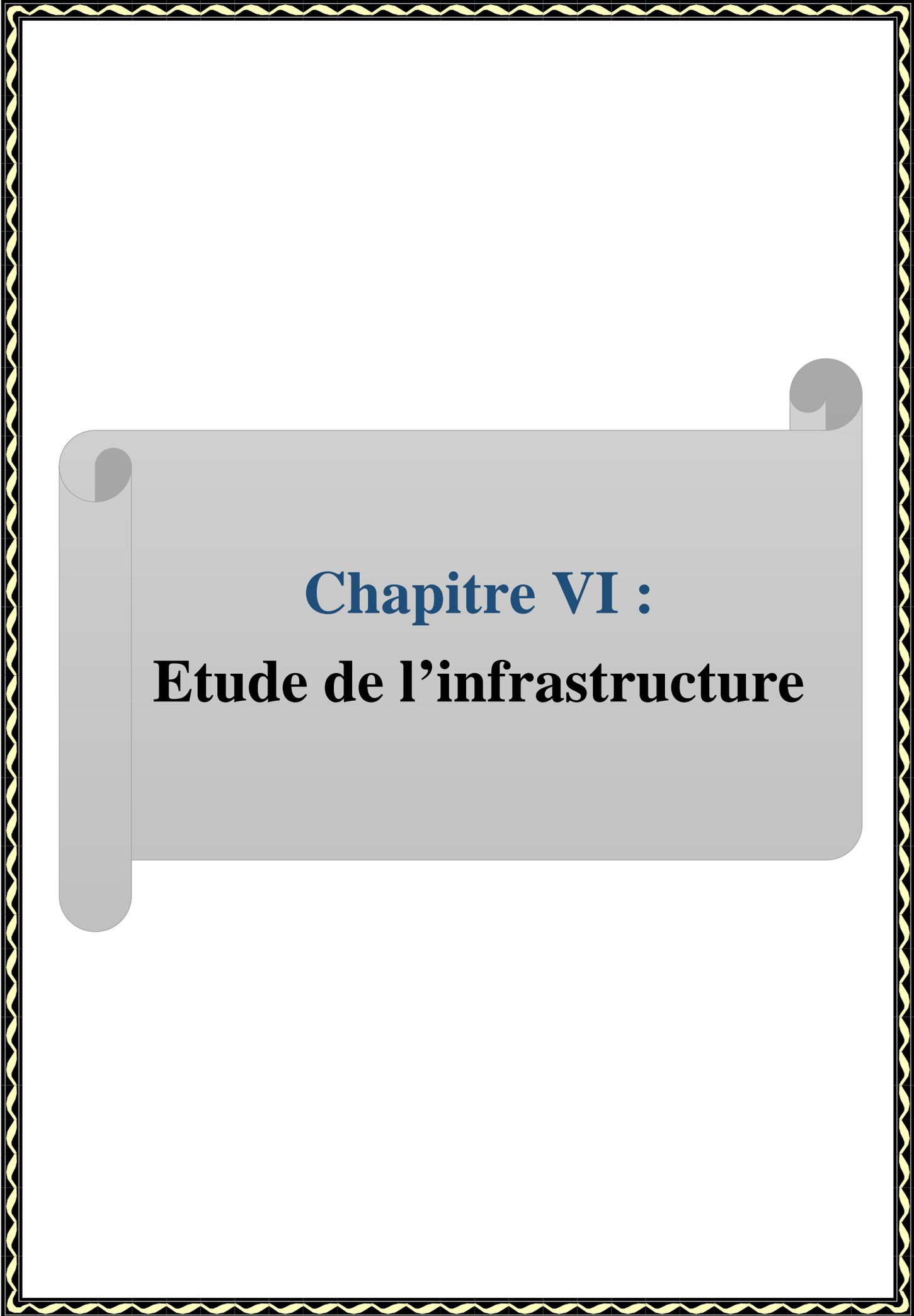


Figure V.10 : Schéma de ferraillage du voile V_8

Remarque :

Les voiles de $L=1,4m$ et $L=1,3m$ sont presque de même ferraillage juste peu de différence à cause de ça qu'on a adopté le même schéma de ferraillage.



Chapitre VI :
Etude de l'infrastructure

VI.1.1.Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage

Il existe plusieurs types des fondations :

- ✓ Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous Poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radier général
- ✓ Fondation profonde (semelle sur pieux)

a) Fonctions assurées par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

b) Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol.

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes ou semi profondes (puits ou pieux).

VI.1.2.Choix des fondations :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général.
 - le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :
Le type d'ouvrage à construire. Les caractéristiques du sol support.

- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.

VI.1.3. Pré-dimensionnement de la fondation :

*calculs des surfaces nécessaires pour les semelles

On doit vérifier la condition suivante $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS

$$N_{ser} = 29094.38 \text{ kN}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{sol} = 2.3 \text{ bars} = 230 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{semelle} \geq \frac{29094.38}{230} = 126.5 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_{batiment} = 21.35 \times 10.70 = 228.45 \text{ m}^2$$

➤ Conclusion :

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter pour le radier général.

VI.1.4 radier général

VI.1.4.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 39923.3 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2.3 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } S \geq 126.5 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_b = 228.45 \text{ m}^2$$

La surface de semelle est inférieure à la surface de bâtiment, donc on adopte un radier générale sur tout la surface de bloc plus un débord de 50 cm sur la périphérique pour intégrer le mur de soutènement :

$$S_{débord} = 32,05 \text{ m}^2$$

Donc : $S_{\text{rad}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débor}} = 249.80 \text{ m}^2$

VI.1.4.2. Pré-dimensionnement du radier :

a) Détermination de l'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_N \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$L_{\text{max}} = 5.10 \text{ m}$: La plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où $63.75 \text{ cm} \leq h_N \leq 102 \text{ cm}$

La valeur d'épaisseur de radier adopter est : $h_N = 70 \text{ cm} = 0.70 \text{ m}$

- **Condition de la raideur:**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante: $L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (en prend $E = 32164,20 \text{ MPa}$).

b : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b = 1 \text{ m}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\text{max}}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_{N2} \geq 17.35 \text{ cm}$$

VI.1.4.3 : Calcul des sollicitations :

$G_{\text{Superstructure}} = 10820.81 \text{ kN}$

$Q_{\text{Superstructure}} = 1678.32 \text{ kN}$

$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.7 \times 249.80 = 4371.5 \text{ kN}$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{batiment}} = 228.45 \times 2.5 = 571.13 \text{ Kn}$$

$$\begin{cases} G_{\text{total}} = 15192.31 \text{ kN} \\ Q_{\text{total}} = 2249.45 \text{ kN} \end{cases}$$

➤ **Les combinaisons de calcul :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 23883.79 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 17441.76 \text{ kN}$$

• **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous sol), $N_u = 23883.79 \text{ kN}$, $L = 5.10\text{m}$; $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0.9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_{N3} \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} b (0.9\bar{\tau})} = \frac{23883.79 \times 5.1}{2 \times 249.80 \times (0.9 \times 2.5 \times 10^3)} \times 10^2 = 10.83\text{cm}$$

• **Condition de non poinçonnement**

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot u_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Efforts normal du poteau et voile le plus sollicité.

u_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

a, b : Dimensions du poteau et voile du sous sol.

h : hauteur de semelle.

✓ **Sous voiles :**

$N_{u,\text{voil}} = 811.73 \text{ kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.20 + 1.4 + 2 \times 0.7) = (3.2 + 4 \times 0.7) = 8.96\text{m}$$

On obtient :

D'où : $h \geq 0.12 \text{ m}$.

✓ **Sous poteaux :**

$N_{u,pot} = 1112.28 \text{ kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.4 + h) = (1.6 + 4 \times 0.7) = 4.4 \text{ m}$$

On obtient :

$$\text{D'où : } h \geq 0.34 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}; h_{N3}; h_{N4}) = 70 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_N = 70 \text{ cm}$$

$$h_{dalle} \geq \frac{L_{\max}}{20} = 25.5 \text{ cm soit } h_{dalle} = 0.30 \text{ m.}$$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier

$$h_{dalle} = 0.70 \text{ m.}$$

. Vérification de la surface de radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} = 249.80 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 78.08 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} = 249.80 \text{ m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 75.83 \text{ m}^2$$

VI.1.4.4: Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité:

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 9.845 \text{ m}$$

$$Y_G = 4.0 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultants des charges de la superstructure sont :

$$X_{\text{sup}} = 10.224 \text{ m}$$

$$Y_{\text{sup}} = 3.732 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |10.224 - 9.845| = 0.379 \text{ m}$$

$$e_y = |3.732 - 4| = -0.268 \text{ m}$$

b. Moments d'inertie :

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = \frac{21.35 \times 10,70^3}{12} = 2179.56 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = \frac{10.70 \times 21,35^3}{12} = 8677.53 \text{ m}^4$$

$$I_{xx} = 2179.56 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 8677.53 \text{ m}^4$$

VI.1.4.5 : Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1.5\right)$

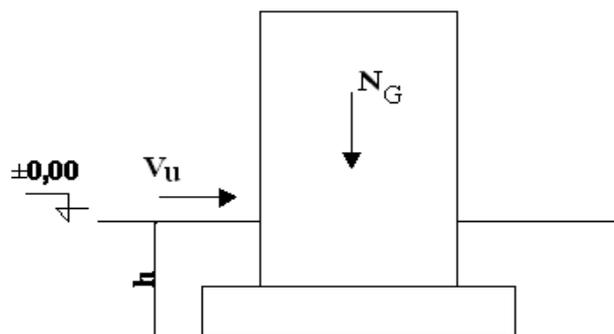


Figure VI.1: Schéma statique du bâtiment

Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique. Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre VI.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$$M_{\text{Sta},x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 32953.788 \times 11.505 = 303306.66 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{Sta},y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 32953.788 \times 6.7 = 176632.30 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{\text{Ren},x} = 13817.2674 + 1021.15 \times 1 = 14838.4174 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{Ren},y} = 14402.0707 + 1064.37 \times 1 = 15466.4407 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{\text{Sta},x}}{M_{\text{Ren},x}} = 20.44 > 1.5$$

$$\frac{M_{\text{Sta},y}}{M_{\text{Ren},y}} = 11.42 > 1.5$$

Conclusion : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.1.4.6 : Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le RPA le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal.

Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (KN)	8419.12	8419.12	8419.12	8419.12	12159.29	12159.29
M_{\dots} (KN.m)	-4755.279	-4755.279	-4755.279	-4755.279	-6451.411	-6451.411
M_{\dots} (KN.m)	6364.397	6364.397	6364.397	6364.397	8944.852	8944.852
e (m)	0,75	0,75	0,75	0,75	0,73	0,73
$l/4$ (m)	5.34	2.68	5.34	2.68	5.34	2.68
Vérification	$e < l/4$					

VI.1.4.7 : Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible. La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

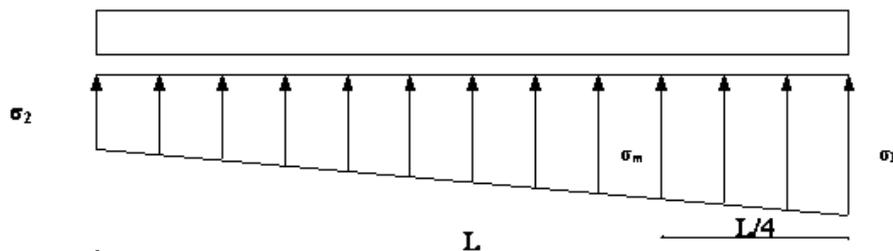


Figure VI .2: contraintes sous le radier.

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec
$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier,
M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : surface total du radier

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$.
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier

	0.8G + E		0.8G – Q		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
$N(KN)$	8757.62	8757.62	8757.62	8757.62	12713.86	12713.86
$M_{rad}(KN.m)$	-4755.279	-4755.279	-4755.279	-4755.279	-6451.411	-6451.411
$V(m)$	9.845	4	9.845	4	9.845	4
$I(m^4)$	2179.56	8677.53	2179.56	8677.53	2179.561	8677.53
$S(m^2)$	249.80	249.80	249.80	249.80	249.80	249.80
$\sigma_1(KN/m^2)$	13.58	32.87	13.58	32.87	21.76	47.92

$\sigma_s (KN/m^2)$	56.54	37.25	56.54	37.25	80.04	53.87
$\sigma_{max} (KN/m^2)$	24.32	33.97	24.32	33.97	36.33	49.41
$\sigma_{adm} (KN/m^2)$	230	230	230	230	230	230
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.1.5.Ferraillage du radier :

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferraillage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.1.5.1. Ferraillage de la dalle du radier :

a. Détermination des efforts :

- Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Panneau de rive :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{t x} = 0.85M_x \\ M_{t y} = 0.85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis : $M_{a x} = M_{a y} = 0.5M_x$

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{t x} = 0.75M_x \\ M_{t y} = 0.75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis : $M_{a x} = M_{a y} = 0.5M_x$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : Le petit portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3.50 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 5.10 \text{ m}$$

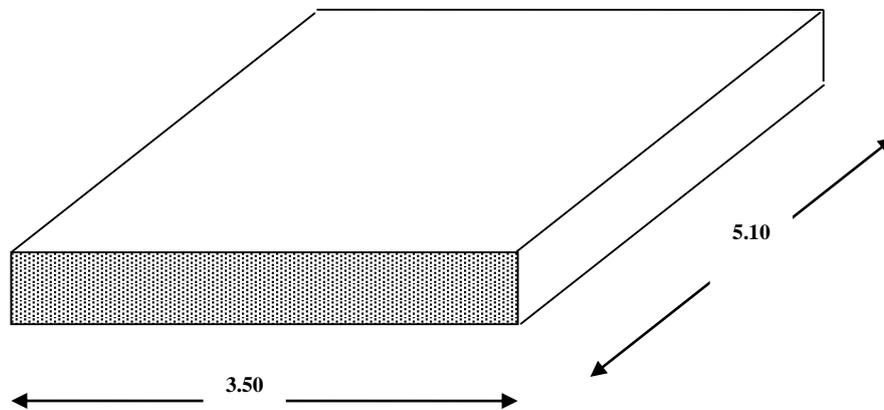


Figure VI.3. Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{5.1} = 0.69 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Par interpolation on trouve :

$$\mu_x = 0.0697$$

$$\mu_y = 0.4181$$

b. Evaluation des Charges et Surcharges:

- ELU : $q_u = \frac{N_U}{S_{rd}} = 23883.79 / 249.8 = 95.61 \text{ KN/m}^2$
- ELS : $q_s = \frac{N_s}{S_{rd}} = 17441.76 / 249.8 = 69.82 \text{ KN/m}^2$

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0697 \times 95.61 \times 3.50^2 = 81.63 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.4181 \times 81.63 = 34.13 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 61.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{TY} = 0,75 \times My = 25.60 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 40.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_x = 40.82 \text{ KN.m}$$

d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS :

$$\mu_x = 0.0755$$

$$\mu_y = 0.5704$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0755 \times 69.82 \times 3.5^2 = 64.57 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.5704 \times 64.57 = 36.83 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{ix} = 0,75 \times M_x = 48.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{TY} = 0,75 \times My = 27.62 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 32.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_x = 32.29 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier.

	Petite portée			Grande portée		
	M_x (KN.m)	M_{t_x} (KN.m)	M_{a_x} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{t_y} (KN.m)	M_{a_y} (KN.m)
ELU	81.63	61.22	40.82	34.13	25.60	40.82
ELS	64.57	48.43	32.29	36.83	27.62	32.29

e. Calcul du ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:
 $f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2.1MPa$; $\sigma_{bc}=14.17MPa$; $f_e=400MPa$; $\sigma_s=348MPa$; $b=100cm$; $h=70cm$;
 $d=0.9h=63cm$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	$M_u(kNm)$	μ	μ_l	AS_{min}	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	61.22	0.01089	0.391	7.61	2.81	5T14	7.69	16
	y-y	27.62	0.00491	0.391	7.61	1.26	5T14	7.69	16
Appui	x-x	32.29	0.00574	0.391	7.61	1.48	5T14	7.69	16
	y-y								

Espacement : [1]

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{7} = 14cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{7} = 14cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifiée$

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifiée$

f. Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.61 \text{ cm}^2 \text{ [1]}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS : [1]

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\text{Il faut vérifier que: } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

Tableau VI.5: Vérification des contraintes des panneaux de radier

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	48.43	7.69	11	356271	1.5	15	106.1	201.6	OUI
	y-y	25.60	7.69	11	356271	0.8	15	56.1	201.6	OUI
Appuis	x-x	32.29	7.69	11	356271	1	15	70.8	201.6	OUI
	y-y									

Les contraintes dans les aciers ne sont vérifiées

VI.1.5.2 : Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0.6m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de $1m$ à l'ELU.

$$q_u = \frac{N_U}{S_{rd}} = 23883.79 / 249.8 = 95.61 \text{KN} / \text{m}^2$$

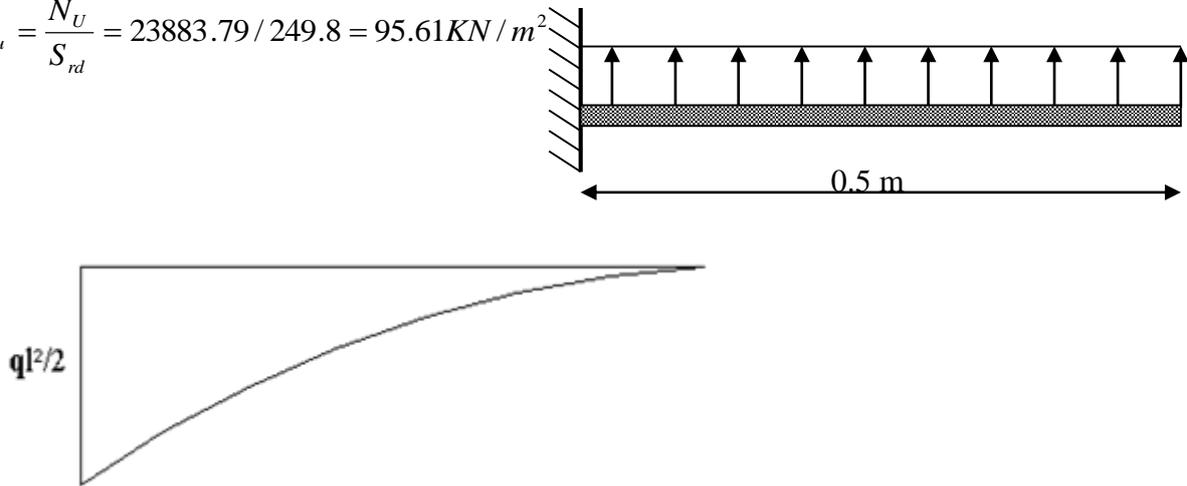


Figure VI.4: Diagramme des moments.

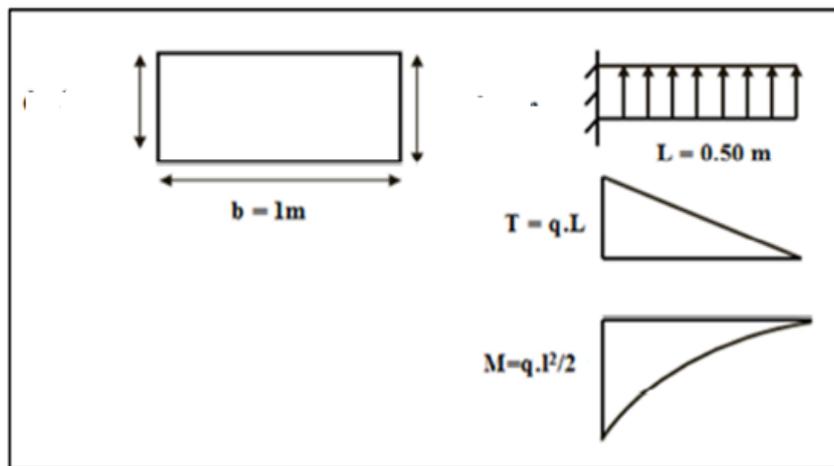


Figure VI.5. Schéma statique du débord

a. Calcul de ferrailage :

$$q_u = 11.95 \text{kN/ml} , b = 100 \text{cm} , h = 50 \text{cm} , f_{c28} = 25 \text{MPa} , \sigma_{bc} = 14.17 \text{MPa}.$$

Tableau VI.6 : Ferrailage des débords

$M_u(\text{kNm})$	μ	μ_l	$A_s^{min}(\text{cm}^2)$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
11.95	0.00417	0.391	5.43	0.77	7T12	7.92

On opte $St = 14 \text{cm}$

b. Armature de répartition:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.98cm^2 \leq A_r \leq 3.96cm^2 \quad \text{On opt } 5T10=3.93cm^2, S_t=12cm$$

c. **Condition de non fragilité:** $A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43cm^2 < 7.92cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$

d. **V\acute{e}rification des contraintes \u00e0 l'ELS:**

- ELS : $q_s = \frac{N_s}{S_{rd}} = 17441.76 / 249.8 = 69.82KN / m^2$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 8.73kNm$$

Les \u00e9tapes de v\acute{e}rification sont donn\u00e9es par l'organigramme II (voir annexe).

Les r\u00e9sultats sont donn\u00e9s dans le tableau suivant:

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 201.6MPa \quad (\text{Fissuration pr\u00e9judiciable})$$

Tableau VI.7: V\acute{e}rifications des contraintes du b\u00e9ton et d'acier

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	V\acute{e}rification
8.73	7.92	9.1	172429	0.5	15	27.3	201.6	OK

⌚ **Sch\u00e9ma de ferrailage du radier**

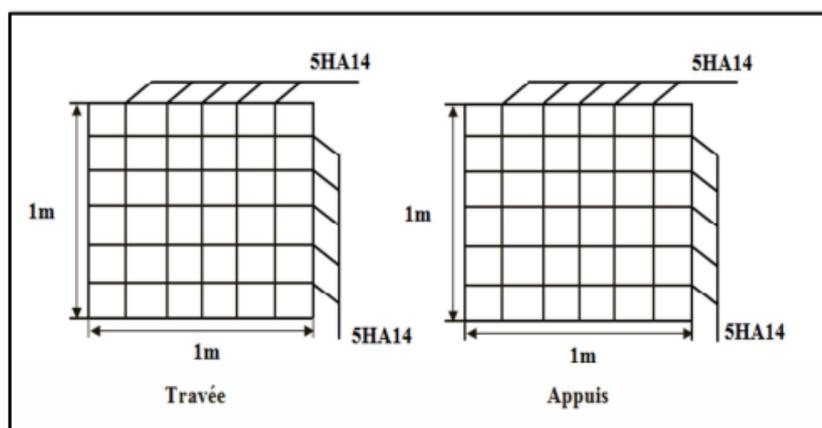
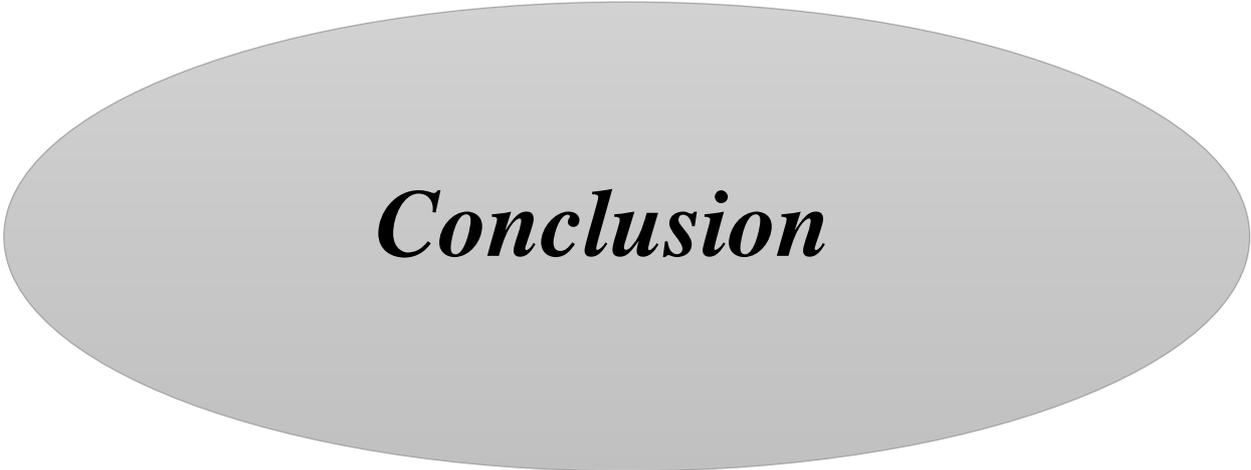


Figure VI.6. Sch\u00e9ma de ferrailage



Conclusion

Conclusion

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'utiliser les connaissances théoriques acquises durant l'ensemble des années d'étude, de prendre connaissance des différents règlements en vigueur et de les appliquer sur un cas réel.

Cette étude nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Par ailleurs, de tirer certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important dans la vérification de la période, ainsi que dans la justification de l'interaction voiles-portiques.
- Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc la rigidité de la structure est assurée.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, Avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal est de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

BIBLIOGRAPHIE

➤ Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **D.T.R.B.C.2.2.** : Charges permanentes et charges d'exploitation
- **Cours de béton armé**

➤ Référence :

❖ *Logiciels* :

- **ETABS**.....Analyse des structures.
- **RDM6**.....calcul des moments et des efforts.
- **AUTOCAD 2014**dessin.
- **EXCEL 2013**.....calcul.
- **WORD 2013**.....Traitement du texte.
- **SOCOTEC**... (Calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou composée)



Annexes

Facade principale 1

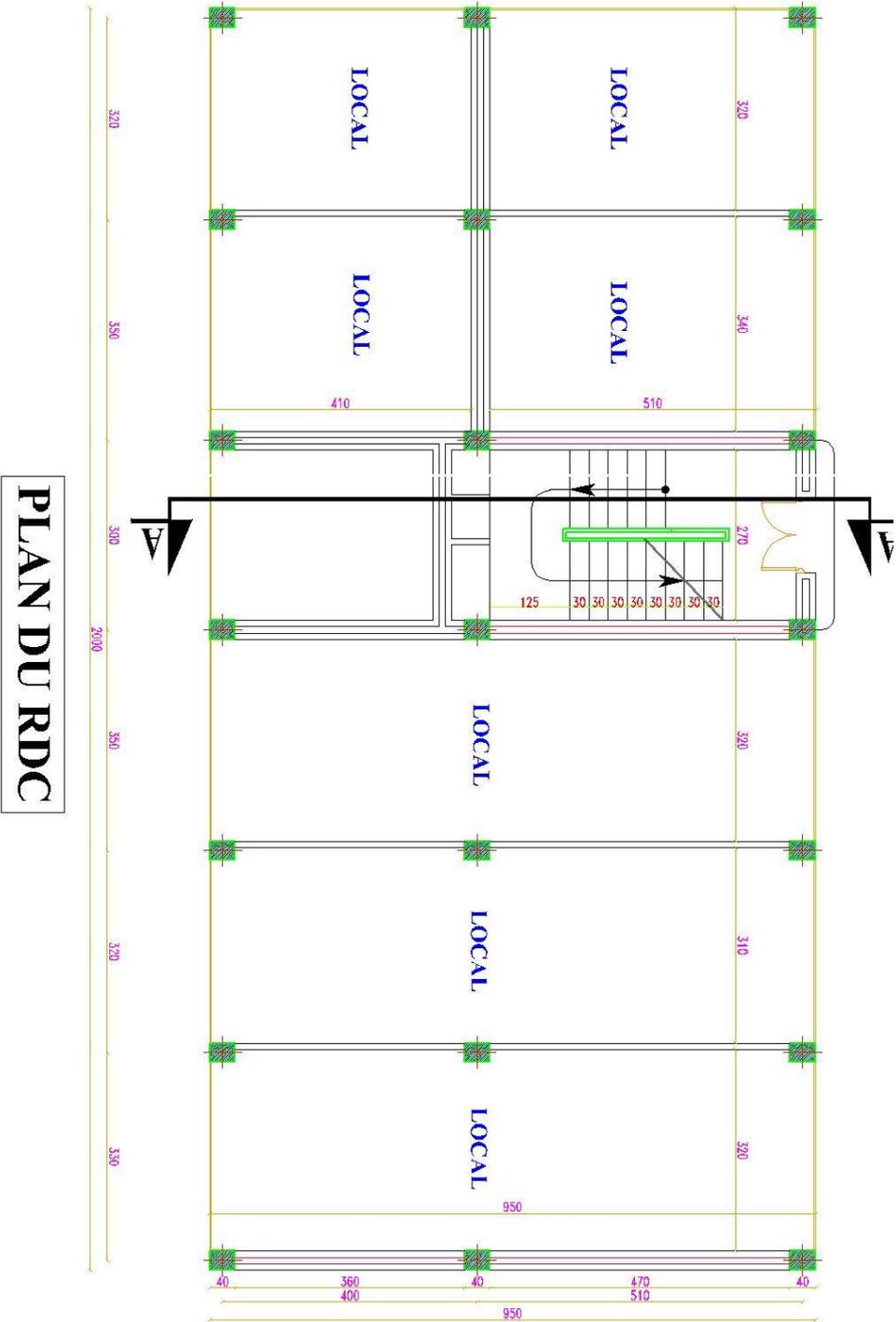


Facade principale 2



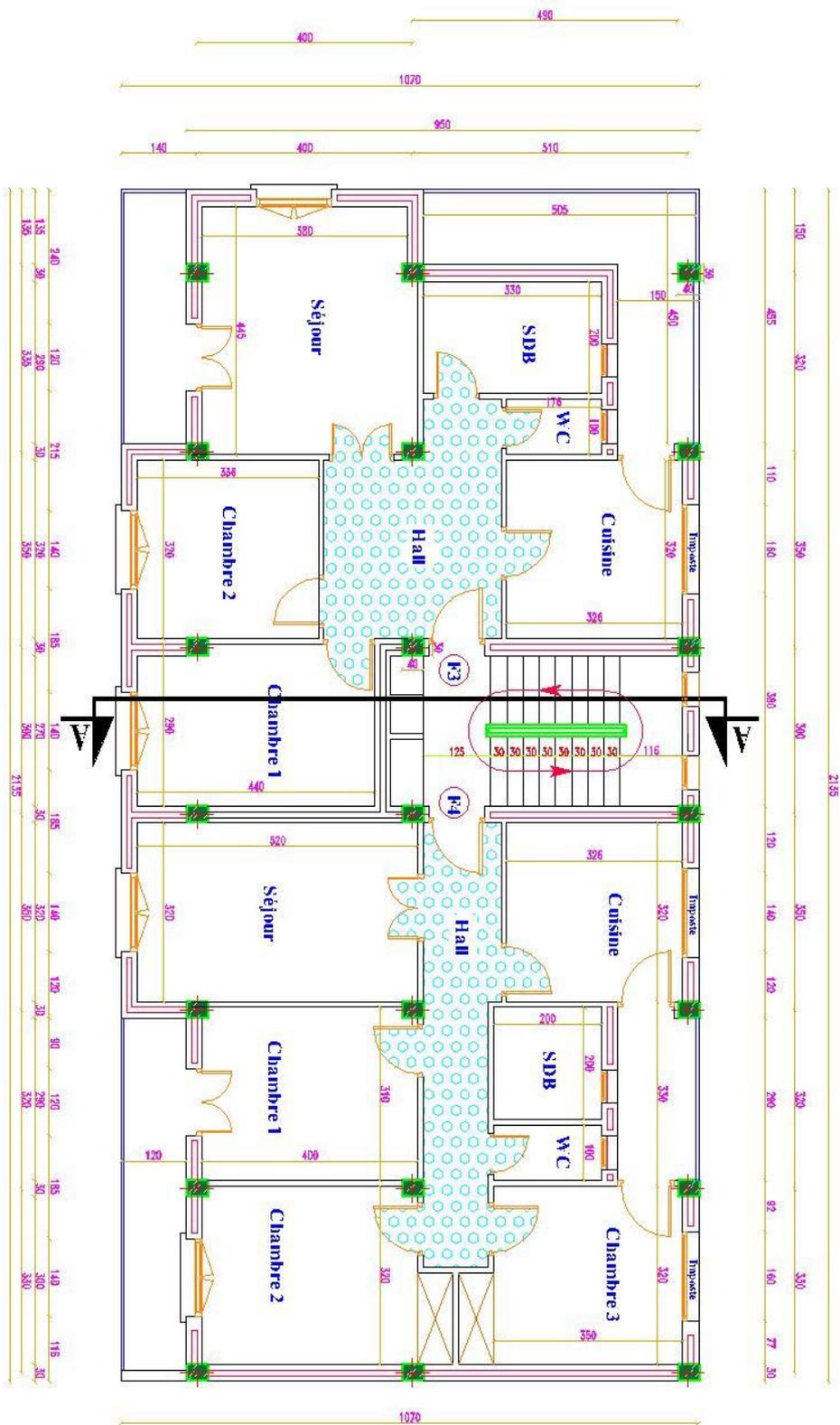
FACADE POSTERIEURE

Vue en plan RDC



PLAN DU RDC

Vue en plan étage courant



PLAN DU 1er, 2eme, 3eme et 4eme ETAGE

Plan terrasse

