

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Djilali Bounaâma de Khemis Miliana



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de la Technologie

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention d'un diplôme de **Master** en Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème:

Etude d'un bâtiment (R+8+Sous Sol) à usage multiple contreventé par un système mixte (voile-portique)

Présenté par :

Khedata kheira

Encadré par :

Dr.Kouider djelloul omar

Année universitaire:2020/2021

Remerciements

je rends grâce à Allah de me avoir donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*Je tiens à remercier mon encadreur **Dr KOUIDER DJELLOUL Omar***

Pour son aide et ces conseils judicieux durant cette année.

Mes vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de me avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

A tous les enseignants du département du génie civil.

mes gratitudes et mes chaleureux remerciements s'adressent également à mes parents.

Un grand et spécial remerciements à tous les membres de l'universitaire de Djilali Bounaama Khemis Miliana pour leurs soutiens et leurs aides.

***Enfin**, je remercie tous ceux qui m'a aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce travail.*

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux Personnes les plus chères au monde, mes chers parents pour leurs amour et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que

Dieu me les garde

A..... Mon cher père Mohammed, Ma chère mère Fatima zahra

Une spécial dédicace a mon mari :azeddine

A ma chère sœur : Manel

Sans oublier mes grands parents...Allah yahfadhomli

Et ma belle famille :

Mon beau père et belle mère : abd el-kader et yamina

Mes belle sœurs roumaissa et sihem

Je remercie également mes oncles et

Je suis reconnaissant à mes amis de spécialité structure pour les moments de découverte et de compréhension communs et pour notre sincère amitié.

J'adresse à l'occasion mes salutations à toute la famille et leurs proches ;

A toute la famille Khedata, temmouri ,dhillis,kerdjidje

Et publique FGC, celui qui me connait de près ou de loin.

Tous les respects et gratitude à tous mes enseignants, spécialement du département de génie civil de l'UKM;et surtout dr.kouider djeloul omer

A mes amis et : GROUP L3 GC,

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail.

Tous ceux qui me connaissent ...

Imene.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مبنى من الخرسانة المسلحة يتكون من طابق أرضي + 8 طوابق +طابق سفلي الواقعة بولاية عين الدفلى بلدية مليانة المصنفة في المنطقة الزلزالية IIB وفق التنظيم الزلزالي الجزائري 99 المعدل بموجب القواعد الزلزالية .

دراسة هذا المشروع تم بواسطة الروافد والأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة لضمان استقرار الهيكل والتي قمنا بدراستها وفق المعايير والقوانين المعمول بها بموجب القانون الزلزالي الجزائري 99 ومقياس الخرسانة المسلحة 93 إصدار 99. تم إجراء الدراسة الديناميكية بواسطة برنامج ايتابس 9.7.0 . وتم حساب تسليخ العناصر المقاومة والأعمدة والروافد و كذا الجدران باستخدام برنامج سوكوتاك أما أساس الهيكل فيتكون من أساس عام تم دراسته يدويا.

Résumé

Ce travail vise à étudier d'un bâtiment en Béton Armé à usage d'habitation composée d'un ré-chaussée plus 08 étages(R+8+S.sol) située à la commune de miliana, wilaya de Ain defla , classée en zone (IIB) selon le règlement parasismique algérien 93 version 2003.

Ce projet a été étudié par des poutres, des poteaux et des voiles en béton armé pour assurer la stabilité de l'ouvrage, et que nous avons pré dimensionner selon les normes et les lois en vigueur par le règlement parasismique algérien 99 version 2003 et le Béton Armé aux états limites 93version 99. L'étude dynamique a été faite par logiciel ETABS 9.7.0. Le ferrailage des éléments résistants (poteaux et poutres et murs) a été calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC, bien que les voiles en béton armé et les éléments secondaires aient été calculé manuellement. Et finalement la fondation de l'ouvrage est composée d'un radier général il est calculé manuellement.

Abstract

This work aims to study presented in this thesis is designed for the study of the stability of reinforced concrete building composed of (R+8+S.sol) the wilaya of ain defla , classified in seismic zone (IIB) according to the Algerian seismic 93version 2003.

This project has been studied by beams, columns and walls in reinforced concrete to ensure the stability of the structure, that we have pre-dimension according to the norms and the laws in force by the Algerian seismic regulation 99 version 2003 and the Reinforced Concrete boundary states 93version 99. The dynamic study was done by the software ETABS 9.7.0. The reinforcement of the resistant elements (columns and beams) was calculated using the SOCOTEC software. Finally ,the foundation of the structure is composed of a general base it is calculated manually.

Table des matières

Résumé

Remerciements

Dédicaces

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.2.1. Caractéristiques géométrique	1
I.2.2. Classification du bâtiment selon le RPA 99 (version 2003)	1
I.3. Elements De l'ouvrage	1
I.3.1. L'ossature	1
I.3.2. Les planchers	2
I.3.4. Escalier	2
I.3.5. Maçonnerie	2
I.3.6. Revêtement	2
I.3.7. Acrotère	2
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
I.4.1. Le béton	3
I.4.2. Les aciers	6
I.5. Hypotheses De Calcul	8

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	10
II.2. Pré dimensionnement des planchers	10

II.2.1.Planchers	10
II.3.Evaluation des charges et surcharges	11
II.3.1.Plancher	11
II.3.2.Maçonnerie	13
II.3.Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	14
II.3.1.Les portiques	14
II.3.1.1.Les poutres	14
II.3.2.2.Les poteaux	18
II.4.Pré dimensionnement des voiles.....	21

Chapitre III: Calcul des éléments non structuraux

III.1. Introduction.....	24
III.2. Acrotère	24
III.2.1. Introduction.....	24
III.2.2. Evaluation des charges	25
III.2.3. Calcul des efforts	25
III.2.4.Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91Modifié 99 » [1]	27
III.2.5. Armatures de répartitions	27
III.2.6.Vérification à L'E.L.S	27
III.2.7.Calcul du moment d'inertie	28
III.2.8. Vérification des contraintes	28
III.2.9.Vérification de l'effort tranchant	28
III.3.Planchers	29
III.3.1.Planchers en corps creux.....	29
III.3.2.Pré dimensionnement	29
III.3.3. Calcul des armatures transversales et l'espacement	40
III.4.Ferraillage de la dalle de compression	41
III.5.L'escalier	42
III .5.1. Définition	42
III.5.2.Terminologie	42
III.5.3. Définition des éléments d'un escalier.....	43
III.5.4.Pré dimensionnement et dimensionnement de l'escalier de l'étage courant ...	43
III.5.5.Evaluation des charges et surcharges	45

II.5.6. Combinaison des charges	45
III.5.7. Calcul du ferrailage	48
III.6. Poutre palière	52
III.6.1. pré dimensionnement	53
III.6.2. Evaluation des charges	53
III.6.3. Sollicitations	53
III.6.4. Déterminations des efforts	53
III.6.5. Armatures transversales	57
III.6.6. Vérification à E.L.S	58

Chapitre IV : étude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction.....	61
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	61
IV.3. Présentation de logiciel l'ETABS	61
IV.4. Modélisation	62
IV.4.1. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis	62
IV.4.2. Détermination des fréquences et modes propres	62
IV.4.3. Modélisation de la rigidité	64
IV.4.4. Modélisation de la masse	64
IV.4.5. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	64
IV.5. Etude sismique	65
IV.5.1. introduction	65
IV.5.2. Choix de la méthode de calcul	65
IV.6. Résultante des forces sismiques de calcul.....	70
IV.6.1. Résultats de l'analyse dynamique du modèle	70
IV.6.1.1 .première modèle (portique auto-stable).....	70

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction	81
V.2. Hypothèses	81
V.3. Section minimales et maximales	81
V.3.1. Diamètre des barres	82
V.4. Ferrailage des poteaux	82
V.4.1. Recommandation selon RPA99 version 2003	82

V.4.2. Combinaison d'action	83
V.4.3 Choix des armatures	86
V.4.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	86
V.4.5 Vérification de l'effort tranchant	88
V.4.6. Ferrailage transversal des poteaux	89
V.4.7. Longueur de recouvrement	91
V.5. Ferrailage des poutres	92
V.5.1. Recommandations selon RPA99 version 2003	93
V.5.2 .Calcul de ferrailage	93
V.5.3. Choix des armatures	94
V.5.4 Choix des armatures	96
V.5.5. Condition de non fragilité	96
V.5.6 .Vérification vis-à-vis de L'ELS	96
V.5.7. vérification de l'effort tranchant	98
V.5.8 .Recouvrement des armatures longitudinales	100
V.5.9 : Arrêt des barres	100
V.6 Ferrailage des voiles	106
V.6.1 Méthode de ferrailage des voiles.....	106
V.6.1.1 Calcul des voiles par la méthode des contraintes	106
V.6.1.1.1 Introduction	106
V.6.1.1.2 Méthode simplifiée basée sur les contraintes:(calcul des aciers verticaux) ...	106
V.6.1.1.3 Préconisation du règlement parasismique algérien	107
VI.6.2 . Exemple de calcul	109
VI.6.2.1 Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié	111
V.6.3 Exemple sur le ferrailage des voiles	113

Chapitre VI : Etude des Fondations

VI.1. Introduction	115
VI.2. Choix de type de fondation.....	115
VI.2.1. Semelle isolée	116
VI.2.2. Semelles filantes	117
VI.2.3. Radier générale	119
VI.2.3.1. Introduction	119

VI.2.3.2. Surface nécessaire	119
VI.2.3.3.Pré dimensionnement de radier	120
VI.2.3.4. Les vérifications nécessaires	122
VI.2.3.5. Caractéristiques géométriques du radier	124
VI.2.3.6. Calcul des contraintes	124
VI.2.3.7 .Ferrailage du radier	126
VI.2.3.8. Ferrailage des nervures	130
VI.2.3.9 . Armature de peau	134
VI.3. Voile périphérique	135
VI.3.1. Introduction	135
VI.3.2 .Pré dimensionnement	136
VI.3.3.Evaluation des charges	136
VI.3.4.Effort dans la dalle	137
VI.4.5. Ferrailage de la dalle	138
VI.3.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003	138
VI.3.7. Condition de non fragilité	139
VI.3.8. Vérification de l'effort tranchant	139
VI.5. Ferrailage de longrine	141

Conclusion générale

Plans

Références bibliographiques

Annexes

Liste des figures

Figure I.1 :Digramme contraintes– déformations à l'ELU.	05
Figure I.2 :Digramme contraintes– déformations à l'ELS	06
Figure I.3 :Digramme contraintes– déformations de l'acier à l'ELU.	07
Figure II.1 : Dalle à corps creux.	10
Figure II.2 : Plancher terrasse (corps creux).	11
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher étage courant à corps creux.	12
Figure II.4 : Coupe verticale décrivant la maçonnerie.	13
Figure II.5 : poteau central .	19
Figure.III.1 : Dimensions de l'acrotère.	24
Figure.III.2 :sollicitation de l'acrotère	25
Figure III.3 : Sollicitations de l'acrotère.	26
Figure III.4 .schéma de ferrailage de l'acrotère.	29
Figure III .3.1 : Coupe verticale sur plancher en corps creux.	29
Figure III.3.2 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU .	34
Figure III.3.3 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.	34
Figure III.3.4 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.	35
Figure III.3.5 :Diagramme des moment fléchissant a l'ELS.	35
Figure III.3.6 : Le ferrailage des poutrelles.	41
Figure III.4 :Disposition constructive des armature de la dalle de compression.	42
Figure III.5.1 : Schéma présentatif des escaliers.	42
Figure III.5.2 : Schéma statique de l'escalier.	43
Figure III.5.3 : Schéma statique d'escalier.	46
Figure III.5.5 : Schéma statique d'escalier.	47
Figure III.5.6 : Diagramme des moments et efforts tranchants à E.L.S.	48
Figure III.5.7 :Schéma de ferrailage des escaliers .	52
Figure III.6.1 :Chargement de poutre palière.	52
Figure III.6.2 :Diagramme des moments de la poutre palier à l'E.L.U.	54
Figure III.6.3 : Diagramme des moments de la poutre palier à l'E.L.S.	54
Figure III.6.4 :Schéma de position des armatures.	55
Figure III.6.5 :Schéma de ferrailage de poutre palière.	59
Figure IV.1 .Spectre de réponse.	68

Figure.IV.2 : Vue en plan de la structure sur ETABS.	70
Figure IV.3. Image 3D de la structure sur ETABS.	71
figure IV.7 :Vue en plan.	74
Figure V.1 : Ferrailage des poteaux.	92
Figure V.2 :Arrêt des barres.	100
Figure V.3: Ferrailage des poutres porteuses.	104
Figure V.4 : Ferrailage des poutres non porteuses.	105
Figure V.5 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.	107
Figure V.6 : Dispositions des armatures verticales dans les voiles .	109
Figure V.7 : Disposition des voiles à étudier.	113
Figure VI.2.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	119
Figure VI.2.2 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.	122
Figure VI.2.3 : Contraintes sous le radier.	125
Figure VI.2.4 : schéma de ferrailage d un radier	135
Figure VI.3.1 : Evaluation des charges.	135
Figure VI.3.2 : Poussées des terres.	136
Figure VI.3.3. : Ferrailage du voile périphérique (sens x-x).	140
Figure VI.3.4 : Ferrailage du voile périphérique (sens y-y).	141

Liste des tableau:

Tableau I.1 : Propriétés mécaniques de l'acier	6
Tableau II.1 : Charges permanente du plancher terrasse	12
Tableau II .2 :Charges permanente du plancher étage courant	12
Tableau II.3 :Charges permanente du mur extérieur	13
Tableau II.4 : Charges permanente du mur intérieur	13
Tableau II .5 :Charges d'exploitation des éléments	14
Tableau II.6 : Dégression des surcharges	17
Tableau II.7 :Dimensionnement de poteau central	21
Tableau III.3.1 :Combinaison des charges sollicitant les planchers	32
Tableau III.3.2 :Tableau récapitulatif des efforts à sept travées	34
Tableau III. 3.3 : Tableau récapitulatif des efforts à sept travées	35
Tableau III.3.5 : récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.	36
Tableau III.3.6 :Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en appui	37
Tableau III.3.7 :Récapitulatif pour la vérification a l'ELS	38
Tableau III.3.8 : Récapitule du calcul de la flèche	40
Tableau III.5.1 : Evaluation des charges permanentes de paillasse	45
Tableau III.5.2 : Evaluation des charges permanentes de palier	45
Tableau III.5.3 : résultat des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU	46
Tableau III.5.4 : résultat des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS	48
Tableau III.5.5 : Ferrailage de l'escalier à l'ELU	49
Tableau III.5.6 : Vérification du ferrailage à l'ELS	51
Tableau IV.1 :Valeur de T_1 et T_2	67
Tableau IV.2 : Détermination du facteur de qualité Q de la structure	67
Tableau IV.3 : période et facteurs de participation massique du modèle	72
Tableau IV.4 : Vérification des périodes	73
Tableau IV.5 : Participation massique dans les deux sens	76
Tableau IV.8 :Vérification des déplacements inter-étages sens X	77
Tableau IV.9 :Vérification des déplacements inter-étages sens Y	78

Tableau IV :10.	Vérification de l'effet P- Δ sens X	79
Tableau V.1 :	Sections minimales et maximales	81
Tableau V.2 :	Caractéristiques du béton et de l'acier	82
Tableau V.4:	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	84
Tableau V.6 :	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	85
Tableau V.7 :	Ferraillages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr})	85
Tableau V.8 :	Ferraillages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr})	86
Tableau V.9:	Choix des armatures des poteaux	86
Tableau V.10 :	Vérifications des contraintes pour les poteaux	87
Tableau V.11:	Vérifications des contraintes pour les poteaux	87
Tableau V.12 :	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	89
Tableau V.13 :	Espacements maximales selon RPA99	90
Tableau V.14 :	Choix des armatures transversales pour les poteaux	91
Tableau V.15 :	La longueur de recouvrement	91
Tableau V.16 :	Ferraillage des poutres porteuses (situation durable)	93
Tableau V.17 :	Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle)	94
Tableau V.18 :	Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle)	94
Tableau V.19 :	Choix des armatures pour les poutres principal	94
Tableau V.20 :	Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable)	95
Tableau V.21:	Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle)	95
Tableau V.22 :	Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle)	95
Tableau V.23 :	Choix des armatures pour les poutres secondaires	96
Tableau V.24 :	Vérification de la condition de non fragilité	96
Tableau V.25 :	Vérification des poutres principales	97
Tableau V.26:	Vérification des poutres secondaires à l'ELS	98
Tableau V.27 :	Vérification de la contrainte de cisaillement	98
Tableau V.28:	Calcul des armatures transversales	99
Tableau V.29 :	Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	102
Tableau V.30 :	récapitulatif Vérification de la flèche.	103
Tableau V.31 :	Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple	110
Tableau V.32:	Calcul des armatures verticales de l'exemple(VX1)	111

Tableau V.33 : Calcul des armatures du voile (VX2)	112
Tableau V.34 : Calcul des armatures du voile (VX3 .VX4.VX5)	112
Tableau V.35 : Calcul des armatures du voile (VX6)	113
Tableau VI. 2.1 : Dimensions des semelles filantes	118
Tableau VI.2.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU	125
Tableau VI.2.3 : Vérification des contraintes à l'ELS	126
Tableau VI.2.4 : Calcul des moments à l'ELU	128
Tableau VI.2.5 : Calcul des moments à l'ELS	128
Tableau VI.2.6 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier	129
Tableau VI.2.7 : Vérification des contraintes	130
Tableau VI.2.8 : Vérification des contraintes	130
Tableau VI.2.9 : Ferrailage des nervures suivant x-x	131
Tableau VI.2.10 : Ferrailage des nervures suivant y-y	131
Tableau VI.2.11 : Vérification des contraintes	132
Tableau VI.2.12 : Espacement des armatures transversales	133
Tableau VI.2.13 : Choix des armatures transversales	133
Tableau VI.14 : Ferrailage de la dalle pleine	139

Liste des symboles

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone,.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur

Liste des symboles

- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale

Introduction générale

La concentration des populations dans les villes est le facteur majeur qui nous oblige nous les ingénieurs à manipuler des constructions de grandes hauteurs présentant des irrégularités en plan et en élévation vue les exigences esthétiques architecturales. L'application des lois en vigueur et le contrôle des agrégats et des chantiers minimise les effets des séismes et nous permet de sauver des vies et des constructions en cas où ces séismes se produisent.

A fin des adapter à de telles situations, nous avons entamé l'étude d'un bâtiment R+8+s-sol à usage d'habitation à la ville milliana, c'est à dire dans une zone de IIb implanté sur un sol meuble dans la capacité portante est de 2bar .Les dimensions du bâtiment sont 22,5 m en largeur, 27,5 m en longueur et 28,56 m en hauteur avec une hauteur de 4,08 m pour le sous-sol e tune hauteur de 3,06 pour les étages courant.

Mon travail est le suivant

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère ,les escaliers et les planchers).
- Le quatrième chapitre porter a sur l'étude dynamique du bâtiment ,la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le cinquième chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction

Nous présentons dans ce présente chapitre une description générales de notre projet, telles que les dimensions géométriques et la classification de l'ouvrage, les différents éléments composants la structure, les propriétés physico-mécaniques des matériaux utilisés et les hypothèses de calcul en béton armé.

I.2.Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment.

Le bâtiment se compose de:

- Un sous sol a usage dépôt ;
- Un rez de chaussée a usage commercial ;
- Des étages à usage d habitation (du 1^{er} au 8eme) ;
- Une terrasse accessible ;

I.2.1. Caractéristiques géométriques

➤ Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment...33,24 m.
- Hauteur du sous sol.....04,08 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée.....04,08 m.
- Hauteur de l'étage courant03,06 m.
- Hauteur d'acrotère.....0,6 m.

➤ Dimensions en plan

- Longueur totale en plan27,50 m.
- Largeur total en plan22,60 m.

I.2.2. Classification du bâtiment selon le RPA 99 (version 2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « **groupe 2** », car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas **48m**.

I.3.Eléments De L'ouvrage

I.3.1.L'ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables (poteau, poutre) en béton armé suivant les deux sens.

I.3.2. Les planchers

Le type du plancher est fonction de :

- La portée de différentes travées ;
- Les charges à supporter ;
- La forme du plancher .

Selon ces critères nous avons opté pour (02) deux types de plancher :

- Plancher en corps creux (pour les étages courants) ;
- Plancher dalle pleine (pour les balcons).

I.3.4. Escalier

La structure comporte une cage d'escalier du rez de chaussée au 8^{ème} étage. L'escalier droit qui est composé de deux volées et un palier.

I.3.5. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée par la brique creuse :

- Mur extérieur
 - ✓ Brique creuse 10 cm ;
 - ✓ L'âme d'air 05 cm ;
 - ✓ Brique creuse 10 cm.
- Mur intérieur
 - ✓ Brique creuse 10 cm.

I.3.6. Revêtement:

- En carrelage pour les planchers courants ;
- En mortier de ciment pour les murs extérieurs ;
- En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.3.7. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé .

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie à savoir : **BAEL 91[2]**, **RPA99 version 2003[1]** et **CBA93[3]**.

I.4.1. Le béton

Le béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau, en proportions déterminées, il peut être utilisé en grand masse, mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « béton armé », car en général, le béton seul résiste aléatoirement à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

a) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

♦ Masse volumique

- Pour le béton armé égale à 2,5 t/m³.
- Pour béton non armé égale 2,2 t/m³.

b) Résistance du béton

b.1-Résistance à la compression : noté f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section et de 32 cm d'hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j + 1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b.2-Résistance à la traction : noté (f_{tj})

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant le cylindre précédent placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essai Brésilien).
3. Traction par flexion, ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} » ; elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

c) Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de "Young" ou module de déformations longitudinales; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1) Module d'élasticité instantanée « E_{ij} »

Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \varepsilon)$ d'un test de courte durée; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad (f_{cj}; E_{ij}: \text{en MPa}) \dots \dots \dots$$

c.2) Module d'élasticité différée « E_{vj} »

Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \varepsilon)$ d'un test de longue durée; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Pour notre cas:

$$f_{cj} = f_{c28} = 25MPa$$

$$\begin{cases} E_{i28} = 32164,20MPa \\ E_{v28} = 10818,86MPa \end{cases}$$

d) Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

- **E.L.U :** $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré) .
- **E.L.S :** $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

e) Les contraintes limites :

En se référant aux règlements **BAL91 (modifié 99)** on distingue deux états limites :

a. Etat limite ultime (ELU)

L'état limite d'ultime c'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable

La contrainte ultime du béton en compression:

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

➤ γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires.... $f_{bu} = 14,17$ MPa
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48$ MPa

La masse volumique du béton est de : $\rho = 2500 \text{ Kg} / \text{cm}^3$

Le coefficient de minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

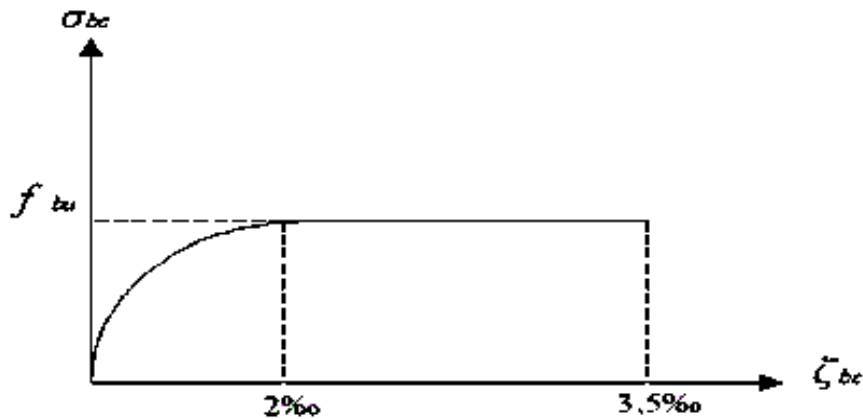


Figure I.1 : Digramme contraintes– déformations à l'ELU.

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

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25$ MPa on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

I.4.2. Les aciers

- Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les éléments du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.
- Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau suivant : [2]

Tableau I.1 : Propriétés mécaniques de l'acier

Type d'acier	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
Ronds lisses	FeE 22 ($f_e=215$ MPa) ; FeE 24 ($f_e=235$ MPa)	$E_s = 2.10^5$ MPa
Barres à hautes adhérences	FeE40 $f_e = 400$ MPa FeE50 $f_e = 500$ MPa	
Treillis soudés (TS)	$f_e = 520$ MPa	

Les aciers qu'on utilisées sont :

- ✓ Ronds lisses (R.L) : FeE24 $\longrightarrow f_e=235$ MPa
- ✓ Barres à haute adhérences (HA) : FeE40 $\longrightarrow f_e = 400$ MPa
- ✓ Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6$ mm pour les dalles $\longrightarrow f_e = 520$ MPa

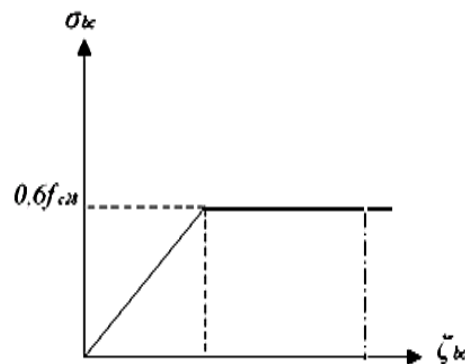


Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformations à l'ELS.

a. Les contraintes limites de calcul

a.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant:

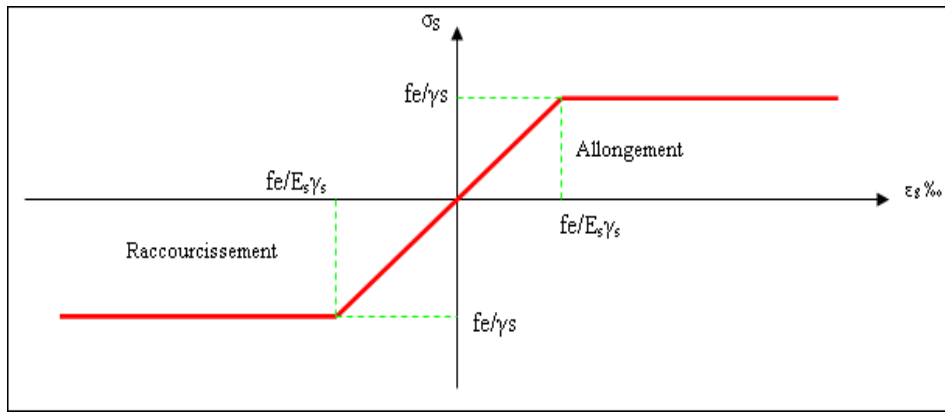


Figure I.3 : Digramme contraintes– déformations de l'acier à l'ELU.

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$ cas des situation durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1,00$ cas des situation accidentelles.

Pour les aciers FeE400 on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,74 \text{‰}$

a.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

✦ Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

✦ Fissuration préjudiciable: $\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right)$ (MPa).....[2]

✦ Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 110\eta \right)$ (MPa).....[2]

✓ η : Coefficient de fissuration

- $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.
- $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence

b. Protection des armatures

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **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** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

C. Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté « η » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

- ✓ η : Coefficient d'équivalence.
- ✓ E_s : Module de déformation de l'acier.
- ✓ E_b : Module de déformation du béton.

I.5. Hypotheses De Calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- ✦ Les sections droites restent planes après déformation :
- ✦ Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton :
- ✦ Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- ✦ Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- ✦ L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée « σ_s », est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- ◆ Acier rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

Acier à haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 400MPa & \textit{Situation accidentelle} \end{cases}$

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

II.1.Introduction

En respectant les recommandations en vigueur et à l'aide des règles de conception et de calcul des constructions nous allons pouvoir pré dimensionner tous les éléments constitutifs de notre immeuble ;Le pré-dimensionnement des éléments permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers .

Dans ce chapitre, on pré-dimensionne les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

II.2.Pré dimensionnement des planchers

II.2.1.Planchers

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges .Il assure deux fonctions principales :

- **Une fonction de résistance mécanique:** qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui, à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- **Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique:** qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales ,un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression ou des dalles pleines contre les différents bruits.

Il y a deux types de plancher ;

a. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué par des éléments non porteurs (poutrelle),et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression on béton armé.

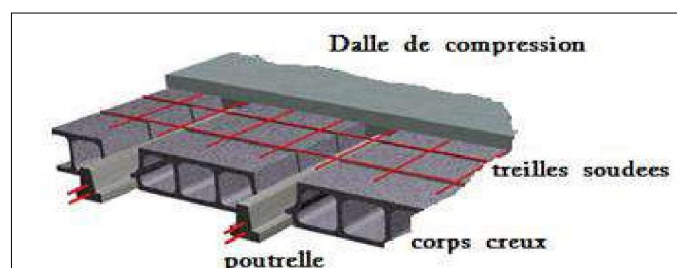


Figure II.1 : Dalle à corps creux.

L'épaisseur des dalles (plancher) dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance suivantes :

a.Résistance au feu: en matière de protection incendie ,on distingue 3 notions:

- La résistance mécanique appelée **stabilité au feu**.
- l'étanchéité aux flammes appelée **pare flammes**.
- l'isolation thermique appelée **coupe-feu**.

L'épaisseur de la dalle est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots \dots \dots [2]$$

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L = min [L max (sens x); L max (sens y)].

L_x : La distance maximale de la poutre $L_x \text{ max} = 460 \text{ cm}$

$$18,40 \text{ cm} \leq e \leq 23,00 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de **20cm**

- Hauteur de corps creux = **16cm**.
- Hauteur de la dalle de compression = **4cm**.

On adopte un plancher d'une épaisseur :

- ✓ **d = 16 cm (hauteur du corps creux)**
- ✓ **e = 04 cm (épaisseur de la dalle de compression).**

II.3.Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Charge permanente « G »

II.3.1.Plancher

a. Plancher terrasse :

Dans notre cas ,la terrasse est inaccessible ,en corps creux ou en dalle pleine.

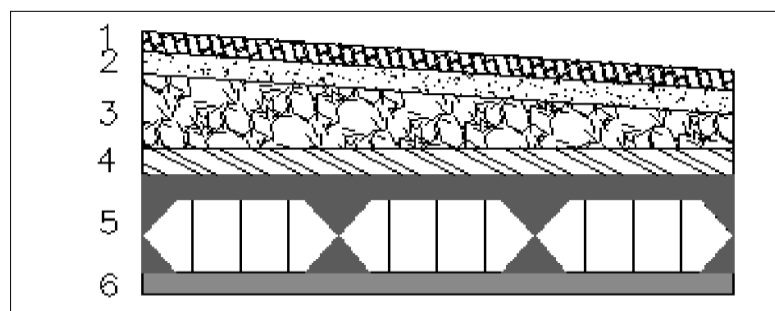
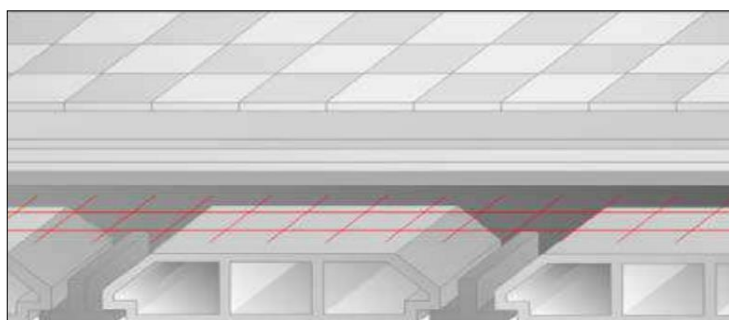


Figure II.2: Plancher terrasse (corps creux).

Tableau II.1 : Charges permanente du plancher terrasse

Désignation de L'élément	P (KN/M ³)	Epaisseur (M)	G (KN/M ²)
1. Protection en gravillons	17	0,05	0,85
2. Etanchéité multicouche	06	0,02	0,12
3. Forme de pente	22	0,10	2,20
4. Isolation thermique	04	0,04	0,16
5. Plancher en corps creux(16+4)	2,60	0,20	2,80
6. Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
ΣG			6,33

b. Plancher étage courante**Figure II.3:** Coupe verticale du plancher étage courant à corps creux.**Tableau II .2** :Charges permanente du plancher étage courant

Désignation de L'élément	Epaisseur (m)	P (KN/ M ³)	G (KN/M ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de Pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Plancher en corps creux (20)	0,20	/	2 ,80
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Cloison de distribution	1.00	/	1.00
ΣG			5,34

II.3.2. Maçonnerie

Mur extérieur à double cloison

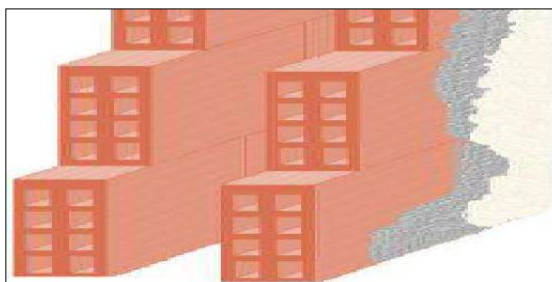


Figure II.4 : Coupe verticale décrivant la maçonnerie.

Tableau II.3 : Charges permanente du mur extérieur

Désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	G (kN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	18	0,02	0,36
Briques creuses(15)	09	0,15	1,35
L'âme d'air	/	0,10	/
Briques creuses(10)	09	0,10	0,90
Enduit en plâtre intérieur	10	0,02	0,20
ΣG			2,81

a. Murs intérieurs (seul cloison)

Tableau II.4 : Charges permanente du mur intérieur

Désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	G (kN/m ²)
Enduit en plâtre	10	0,04	0,40
Briques creuses	09	0,10	0,90
ΣG			1,30

Charge d'exploitation «Q»:

La charge d'exploitation est variée en fonction de la nature d'usage et leurs planchers, donc on distingue les charges d'exploitation suivantes:

Tableau II .5 : Charges d'exploitation des éléments

Elément	Q(k N /m ²)
Acrotère	1,0
Plancher terrasse (inaccessible)	1,0
Plancher courant	1,5
Plancher R.D.C	2,5

II.3.Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.3.1.Les portiques

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux(les poteaux).

II.3.1.1.Les poutres

Les poutres seront pré dimensionnées d'après la formule de **BEAL91 modifié 99** et seront vérifiées par le **RPA99 version2003**.

a)Poutres principales (porteuses)

La hauteur h de la poutre doit être

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

La largeur b de la poutre doit être:

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

Avec:

L:La portée maximale de la poutre

➤ **Selon BAEL91**

On a :

$$L=460\text{cm}$$

$$30,67\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm} \quad \text{On prend : } h = 45\text{cm}$$

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

➤ **Vérification selon «RPA99version 2003»**

• **Vérification des dimensions de la section**

$b=30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$ Vérifiée.

$h = 45\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$ Vérifiée.

- $\frac{h}{b} = 1.50 \leq 4$ Vérifiée.

b) Poutres secondaires (non porteuses)

➤ **Selon BAEL91**

On a:

$L=460\text{ cm}$

$30,67\text{ cm} \leq h \leq 46\text{ cm}$

On prend : **$h = 40\text{ cm}$**

$12\text{ cm} \leq b \leq 28\text{ cm}$

On prend : **$b = 30\text{ cm}$**

➤ **Vérification selon «RPA99version 2003»**

• **Vérification des dimensions de la section**

$b=30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$ Vérifiée.

$h = 40\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$ Vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4$ Vérifiée.

Conclusion:

Toutes les conditions des RPA 99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites,

Donc on adopte:

- **Des poutres principales: $(b \times h) = (30 \times 45)\text{ cm}^2$.**
- **Des poutres secondaires: $(b \times h) = (30 \times 40)\text{ cm}^2$.**

II.3.2.2. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple sur le poteau qui supporte la charge la plus défavorable.

La détermination des surcharges supportées par le poteau se fait par **la loi de dégression**

des charges d'exploitation.**Les Charges d'exploitation**

La valeur des charges d'exploitations ont déterminées en fonction:

- Des surfaces aux quelles elles sont appliquées.
- Des dégressions horizontales ou verticales retenues liées aux types et caractères des charges en cause.
- De leur mode de prise en compte.

La loi de dégression des charges d'exploitation

La loi de dégression se consiste à réduire les charges d'exploitation dans les étages non identiques de manière suivantes :

- Sous terrasse..... Q_0 .
- Sous dernier étage (étage 1)..... Q_0+Q_1 .
- Sous étages immédiatement inférieur:
 - ❖ (étage2)..... $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$.
 - ❖ (étage3)..... $Q_0+ 0,90(Q_1+ Q_2+Q_3)$.
 - ❖ (étage4)..... $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.

Avec:

Q_0 :la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, Q_3, Q_n :les charges d'exploitation respectives des planchers des étages.

1,2, 3, n: le numérotés des étages à partir du sommet du bâtiment.

Lorsque la charge d'exploitation est identique pour tous les étages réduction se fait de 10% par étage jusqu'à 0,50 Q.

- Pour la terrasse Q_0 .
- Pour le dernier étage..... Q .
- Pour l'étage immédiatement inférieur 0, 90 Q.

Tableau II.6 : Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q0	$\Sigma 0=Q0$	1
P07	Q1	$\Sigma 1=Q0+Q1$	2,5
P06	Q2	$\Sigma 2=Q0+0,95(Q1+Q2)$	3,85
P05	Q3	$\Sigma 3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)$	5,05
P04	Q4	$\Sigma 4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)$	6,1
P03	Q5	$\Sigma 5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$	7
P02	Q6	$\Sigma 6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	7,75
P01	Q7	$\Sigma 7=Q0+0,714(Q1+.....+Q7)$	8,49
P.RDC	Q8	$\Sigma 8=Q0+0,687(Q1+.....+Q8)$	9,24
P.S.SOL	Q9	$\Sigma 9=Q0+0,667(Q1++Q9)$	10,67

✓ Dimensionnement des poteaux

Les poteaux soumis à la compression simple et d'après **BAEL91** on applique les formules suivantes :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28} + A_s f_e}{0.9 \gamma_b \gamma_s} \right]$$

Avec:

N_u : Effort normal calculé à l'état limite ultime.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2^2}$$

Si

$$\lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Si } 50 < \lambda < 100.$$

λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration: ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{bh^3}{12}$)

B : La section du béton ($B = a \times b$).

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$) pour la situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1,15$) pour la situation durable.

f_e : la limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : la contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : section réduite du béton, obtenue en réduisant des a section 1 cm de tous cotés
($B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) m^2$).

Selon le **BAEL 91 version 99**

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%.$$

On cherche de dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$.

❖ Calcul de la section de poteau

On suppose que $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$. et on tire (B_r) de l'équation (1) :

$$B_r \geq 0,066 N_u$$

❖ Calcul les dimensions de Poteau

$$B_r \geq 0,066 N_u$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) / a = b \text{ (suppose la section carré) .}$$

$$B_r = (a - 2) = 487 \rightarrow a = 2 + \sqrt{B_r}$$

1) Le poteau central

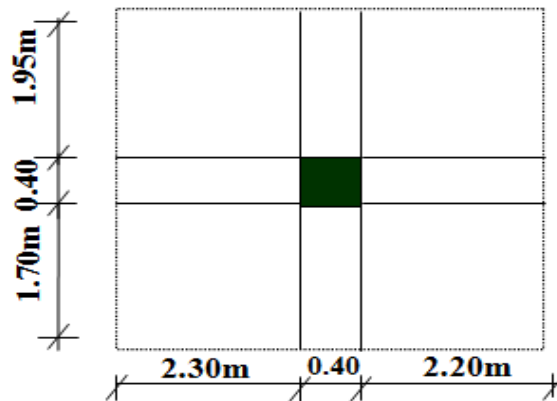


Figure II.5: poteau central .

$$S = (2,30 + 2,20) \times (1,70 + 1,95) = 16,42 \text{ m}^2$$

✓ Charge permanente Plancher terrasse

Poids de plancher en corps creuse..... $G \times S = 6,33 \times 16,42 = 103,94 \text{ kN}$.

Poids de Poutre principale $L_{pp} \times b \times h \times \rho_b = 4,60 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,80 \text{ kN}$.

Poids de Poutre secondaire $L_{ps} \times b \times h \times \rho_b = 4,60 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,80 \text{ kN}$.

Poids total..... $S = 131,54 \text{ kN}$.

✓ Plancher étage courant

Poids de plancher en corps creuse $G \times S = 5,34 \times 16,42 = 87,68 \text{ kN}$.

Poids de poutre principal..... $L_{pp} \times b \times h \times \rho_b = 4,60 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,80 \text{ kN}$.

Poids de poutre secondaire $L_{ps} \times b \times h \times \rho_b = 4,60 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,80 \text{ kN}$.

Poids du poteau $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (3,06 - 0,40) \times (0,3)^2 = 1,79 \text{ kN}$.

Poids total..... $S = 117,07 \text{ kN}$.

✓ Plancher RDC et Sous sol

Poids de plancher en corps creuse $G \times S = 5,34 \times 16,42 = 87,68 \text{ kN}$.

Poids de poutre principale $L_{pp} \times b \times h \times \rho_b = 4,60 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,80 \text{ kN}$.

Poids de poutre secondaire..... $L_{ps} \times b \times h \times \rho_b = 4,60 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,80 \text{ kN}$.

Poids du poteau..... $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (4,08 - 0,40) \times (0,3)^2 = 8,28 \text{ kN}$.

Poids total..... $S = 123,56 \text{ kN}$.

✓ **Charge d'exploitation**
 $Q = (Q_1, Q_2, \dots, Q_{10}) \times S$

Plancher terrasse ($Q_0 = 1 \text{ KN/m}$)

Plancher courant ($Q_1 = 1,5 \text{ KN/m}$)

$$S = 16,42 \text{ m}^2$$

Plancher terrasse :

$$N_1 = Q_0 = 1 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow N_1 = 1 * (16,42) = 16,42 \text{ KN}$$

Plancher courant :

$$N_2 = Q_0 + Q_1$$

$$\rightarrow N_2 = 16,42 + (1,5 * 16,42) = 41,05 \text{ KN}$$

$$N_3 = Q_0 + 0,95 * (Q_1 + Q_2)$$

$$\rightarrow N_3 = 16,42 + 0,95 * (16,42 + 41,05) = 56,01 \text{ KN}$$

$$N_4 = Q_0 + 0,95 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\rightarrow N_4 = 16,42 + 0,95 * (16,42 + 41,05 + 56,01) = 124,23 \text{ KN}$$

$$N_5 = Q_0 + 0,95 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\rightarrow N_5 = 16,42 + 0,95 * (16,42 + 41,05 + 56,01 + 124,23) = 242,24 \text{ KN}$$

$$N_6 = Q_0 + 0,95 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\rightarrow N_6 = 16,42 + 0,95 * (16,42 + 41,05 + 56,01 + 124,23 + 242,24) = 472,37 \text{ KN}$$

$$N_7 = Q_0 + 0,95 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\rightarrow N_7 = 16,42 + 0,95 * (16,42 + 41,05 + 56,01 + 124,23 + 242,24 + 472,37) = 921,12 \text{ KN}$$

$$N_8 = Q_0 + 0,95 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$\rightarrow N_8 = 16,42 + 0,95 * (16,42 + 41,05 + 56,01 + 124,23 + 242,24 + 472,37 + 921,12) = 1796,19 \text{ KN}$$

Tableau II.7 : Dimensionnement de poteau central

Niv	G(kN)	Q(kN)	N _u (kN)	B _r (cm ²)	a =h(cm)	RPA(m ²)	Lechoix(c m ²)	verifier
P8	131.54	16.42	202.20	133.45	13.55	30×30	30×30	OK
P7	117.07	41.05	219.61	144.94	14.04	30×30	30×30	OK
P6	234.14	56.01	400.10	264.07	18.25	30×30	30×35	OK
P5	351.21	124.23	660.48	435.92	22.89	30×30	30×35	OK
P4	468.28	242.24	995.54	657.05	27.63	30×30	30×40	OK
P3	585.35	472.37	1498.7	989.14	33.45	30×30	30×40	OK
P2	702.42	921.12	2329.9	1537.74	41.21	30×30	40×50	OK
P1	819.49	1796.1	3800.4	2508.26	46.81	30×30	40×50	OK
P.RDC	943.05	1963.2	4217.9	2783.82	54.76	30×30	60×60	OK
S/SOL	1066.61	2130.3	4635.37	3059.34	57.31	30×30	60×60	OK

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes: **RPA 99 version 2003(Art7.4.1)**

Min (a,b) ≥ 30 cm.....(Pour la zone sismique Iib) OK

II.4.Les voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé , ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales , et assure la stabilité de l’ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme) .Pour leur pré dimensionnement , nous sommes basés Sur les recommandations du RPA99/V2003 [52].

L’épaisseur minimale est de 15 cm de plus ,l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

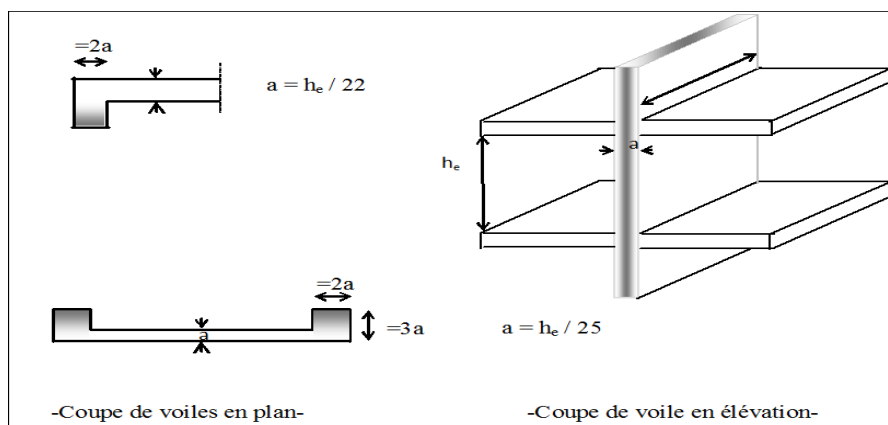


Tableau II.7 : Dimensionnement de poteau central.

Dans notre cas:

$$A \geq \max \{ 15\text{cm}; h_e/20 \} (\text{ART:7-7-1}) [52]$$

L : La longueur du voile

a : L'épaisseur du voile

he: hauteur libre d'étage

➤ **Pour S-SOUL:** $h_e = (4,08 - 0,40) = 3,63\text{m}.$

$$a \geq \max \{ 15 \text{ cm} ; 18,15\text{cm} \} \Rightarrow a \geq 15 \text{ cm}$$

➤ **Pour le RDC S-SOUL , 1^{er} , 2^{ème} étage :** $h_e = (3,06 - 0,40) = 2,95\text{m}.$

$$a \geq \max \{ 15 \text{ cm} ; 14,75\text{cm} \} \Rightarrow a \geq 15\text{cm}.$$

Conclusion: On opte l'épaisseur de voile : $a = 20 \text{ cm}$

Chapitre III

Calcul des éléments non structuraux

Chapitre III: Calcul des éléments non structuraux

III.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

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

Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

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

III.2. Acrotère

III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b = 100$ cm
- Hauteur $H = 60$ cm
- Epaisseur $e = 10$ cm

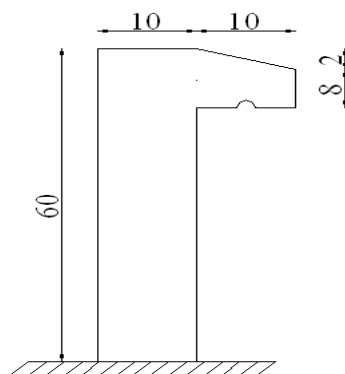


Figure.III.1 : Dimensions de l'acrotère.

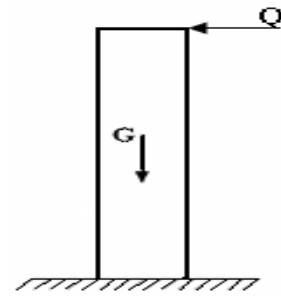
III.2.2. Evaluation des charges**1/Charges permanentes**

Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 m^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

**Figure.III.2** : sollicitation de l'acrotère.Revêtement en ciment (e=2 cm ; ρ=18 kN/m³)

$$G_r = \rho \times e \times a = 18 \times 0,02 \times (0,6 + 0,1) \times 2 = 0,504 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G = 2,229 \text{ kN/ml}}$$

2/Charge d'exploitation**Q_M=1,00kN/ml** (main courante)**L'action des Forces horizontales (F_p)**L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$ [1]**Avec :**

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés ; groupe 2..... [A=0,25].

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [C_p=0,8].W_p : Poids de l'acrotère = 2,229KN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,229 = 1,783 \text{ KN.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q_M ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,783 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,783 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$\mathbf{G=2,229kN/ml \text{ et } Q=1,783KN/ml}$$

III.2.3. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U:

$$N_u = 1,35.G = 1,35 \times 2,229 = 3,009 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,5. Q_u h = 1,5 \times 1,783 \times 0,6 = 1,605 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5. Q_u = 1,5 \times 1,783 = 2,675 \text{ KN}$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G = 2,229 \text{ KN.}$$

$$M_{ser} = Q_{ser}h = 1,783 \times 0,6 = 1,069 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q_{ser} = 1,783 \text{ KN.}$$

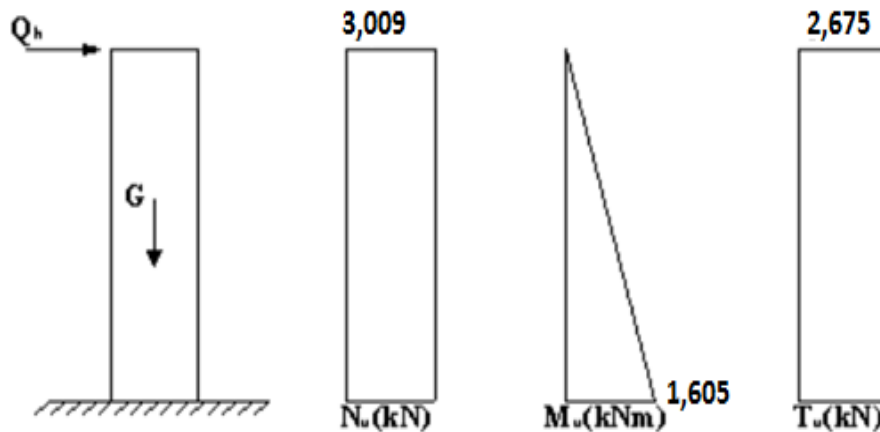


Figure III.3 : Sollicitations de l'acrotère.

- **L'ELU:**

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; c = c' = 8 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} = 0,09 \text{ m} ; d' = h - d = 10 - 9 = 1 \text{ cm} = 0,01 \text{ m}$$

a. Calcul de l'excentricité

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6,23 \cdot 10^2}{5,01} = 124,35 \text{ cm} \left. \begin{array}{l} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$$

Section partiellement comprimée.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 6,35 \text{ Nm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,055$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' \neq 0 \text{ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,075$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,73\text{cm}$$

$$\mu = 0,055 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 0,209\text{cm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,065\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,209\text{cm}^2 \end{cases}$$

III.2.4. Vérification de la section d'acier selon «BAEL 91Modifié 99» [1]

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{fe} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa}; fe = 400\text{MPa}; b = 100\text{cm}; d = 9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2; 1,0867\text{cm}^2 \} = 1,087\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **5T8 = 2,01 cm²**

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100 - 2c - 5\emptyset}{5} = \frac{100 - 2 \times 2 - 5 \times 0,8}{5} = 14,4 \text{ cm } S_t = 15 \text{ cm}$$

III.2.5. Armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,755\text{cm}^2$$

On choisit 5T8 = 2,01cm²

$$\text{avec un espacement } S_t = \frac{140 - 2 \times 2 - 5 \times 0,8}{5} = 14,4\text{cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

III.2.6. Vérification à L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 112,06\text{cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 71,06\text{cm} \Rightarrow C = -62,06\text{cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -168,54 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 250,88 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -646318,78$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,28 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 46,13 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 39,16 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 67,13 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$0 < y_{ser} = 67,13 - 62,06 = 5,07 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 5,07 \text{ cm} \\ y_c = 67,13 \text{ cm} \end{cases}$

III.2.7. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1900,79 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

III.2.8. Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{3,712 \cdot 10^3 \times 67,13 \cdot 10}{1900,79 \cdot 10^4} \right) \times 5,07 = 1,608 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = 45,238 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,708 \text{ MPa} < \bar{\sigma}'_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.9. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{4,45 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,049\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

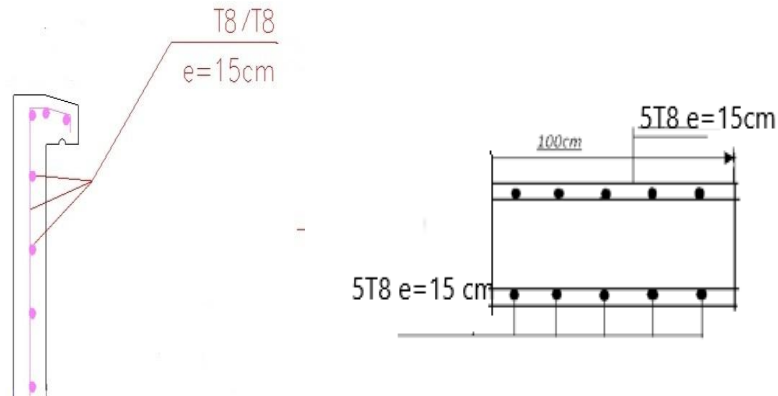


Figure III.4.schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3.Planchers

III.3.1.Planchers en corps creux

Le plancher est une aire horizontale séparent deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

- Ils supportent les charges verticales du bâtiment.
- Assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Assure l'étanchéité dans les salles d'eau.

III.3.2.Pré dimensionnement

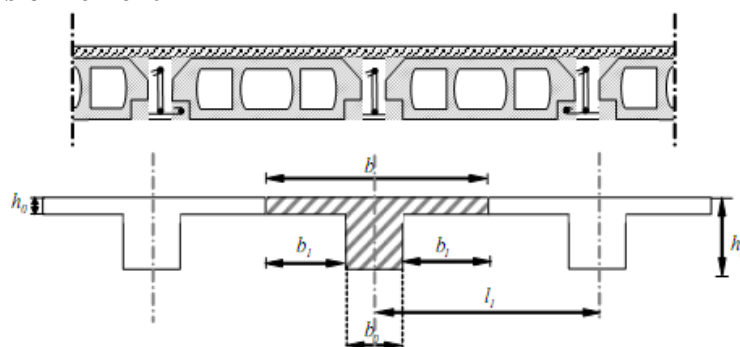


Figure III.3.1: Coupe verticale sur plancher en corps creux.

Notre plancher en corps creux :

ht = 20 cm

16cm : corps creux

04cm : dalle de compression.

Donc on a des poutrelles de:

$$ht = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$h_0 = 04 \text{ cm}$$

Détermination de la largeur "b":

$$b \leq \ell_x (\text{ou } \ell_1) \quad [4]$$

$$\text{soit : } b = \ell_x = 65 \text{ cm}$$

- **En 1^{ère} phase:**

Evaluation des charges :

Charge permanente

$$\text{Poids propre de la poutrelle : } 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids propre du corps creux: } 0,60 \times 3,3 = 1,98 \text{ kN/ml}$$

$$\rightarrow G = 0,12 + 1,98 = 2,1 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation:

$$\text{-surcharge des eaux ouvriers: } Q = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

Les combinaisons:

$$\text{E.L.U: } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{E.L.S: } q_s = Q + G$$

$$\text{On prend : } L_{\text{max}} = 4,60 \text{ m}$$

$$G = 2,1 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 0,65 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1,35(2,1) + 1,5(0,65) = 3,81 \text{ kN/ml}$$

$$Q_s = 2,1 + 0,65 = 2,75 \text{ kN/ml}$$

Pour une poutrelle isostatique, le moment en travée est donné par :

$$M_u = \frac{3,81 \times 4,6^2}{8} = 10,08 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{2.75 \times 4.6^2}{8} = 07.27 \text{ KN/ml}$$

Le ferrailage

La poutrelle travaille en flexion simple

$b=12 \text{ cm}$; $d=4.5\text{cm}$; $h=5\text{cm}$; $f_{bc}=14,20\text{MPa}$

$$\mu = 3,72 > \mu_R = 0.392 \square A'_s \neq 0$$

Puisque la section du béton est trop faible, il est pratiquement impossible d'y placer des armatures supérieures ; alors on prévoit des étaitements verticaux aux mi-travées des portées afin que les poutrelles résistent aux charges d'avant coulage.

- **En 2^{ème} phase:** (Après le coulage)

Méthodes De Calcul :

Il existe trois méthodes de calcul des moments et les efforts tranchants:

- **La méthode Forfaitaire.**
- **La méthode de Caquot.**

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis , alors il faut vérifie les conditions suivantes pour choisir la méthode de calcul:

1) Méthode forfaitaire:

❖ **Domaine d'application:**

-**H1:** $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

-**H2:** Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différent travées en continuité.

-**H3:** Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0.8 et 1,25**.

-**H4:** Fissuration non préjudiciable.

M₀: La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w; M_e): Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t: Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

❖ **Moment sur appuis:**

- **M=0.2M₀**.....appui de rive.
- **M=0.6M₀**.....pour une poutre à deux travées.

- $M=0.5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $M=0.4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

2) Méthode de CAQUOT:

Cette méthode est appliquée lors que l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ Evaluation des charges:

Plancher terrasse:

$$G=6,33\text{kN/m}^2 \quad Q=1,0\text{kN/m}^2$$

$$Q_u^t=1,35(6,33)+1,50(1,0)=10,04\text{kN/ml}$$

Plancher courant:

$$G=5,34\text{kN/m}^2 \quad Q=1,5\text{kN/m}^2$$

$$Q_u^c=1,35(5,34)+1,50(1,5)=9,55\text{kN/ml}$$

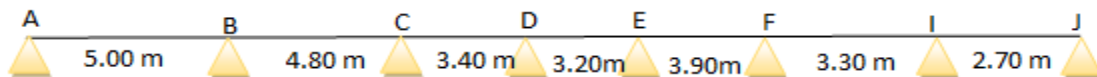
Tableau III.3.1: Combinaison des charges sollicitant les planchers

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	q_u kN/m	Q kN/m	q_{ser}
Plancher terrasse	$6,33 \times 0,65 = 4,11$	$1 \times 0,65 = 0,65$	6,52	4,76	Max
plancher courant	$5,34 \times 0,65 = 3,47$	$1,5 \times 0,65 = 0,975$	6,15	4,45	

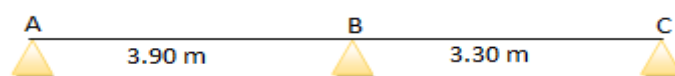
Conclusion

Poutrelles du plancher terrasse sont sensiblement les plus sollicitées.

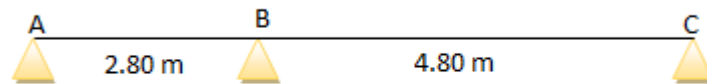
Nous avons (03) type de poutrelles



Type1 : plancher à sept travées.



Type2 : plancher à deux travées.



Type3 :plancher à deux travées.

Après les calculs on trouvées que le 1^{ème} type est plus défavorable (T_{\max}, M_{\max}) . Donc on choisit le pour tous les calculs.

-Vérification des conditions de la méthode de forfaitaire:

- 1) $Q_t = 1 \text{ KN/m}^2 < \max\{2G = 2 \times 6,83 = 13,66 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2\} \dots\dots\dots (\text{C.V.})$
- 2) Inertie constante dans les différentes travées en continuité.....(C.V).
- 3) La fissuration est non préjudiciable (C.V).
- 4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\frac{AB}{BC} = \frac{5,00}{4,80} = 1,04 \in [0,8; 1,25] \dots\dots\dots (\text{C.V.})$$

$$\frac{BC}{CD} = \frac{4,80}{3,40} = 1,41 \notin [0,8; 1,25] \dots\dots\dots (\text{C.N.V.})$$

$$\frac{CD}{DE} = \frac{3,40}{3,20} = 1,06 \in [0,8; 1,25] \dots\dots\dots (\text{C.V.})$$

$$\frac{DE}{EF} = \frac{3,20}{3,90} = 0,82 \in [0,8; 1,25] \dots\dots\dots (\text{C.V.})$$

$$\frac{EF}{FJ} = \frac{3,30}{3,90} = 0,84 \in [0,8; 1,25] \dots\dots\dots (\text{C.V.})$$

$$\frac{FJ}{JH} = \frac{3,90}{2,70} = 1,44 \notin [0,8; 1,25] \dots\dots\dots (\text{C.N.V.})$$

La 4^{ème} condition est non vérifiée donc la méthode «forfaitaire» n'est pas applicable , on doit alors appliquer la méthode de «Caquot».

a)des efforts internes

Type : Poutrelle à sept travées

Méthode:Caquot

Justification : la 4^{ème} hypothèse n'est pas vérifiée.

b)Elu:

Tableau III.3.2:Tableau récapitulatif des efforts à sept travées

Portée(m)	5,00	4,80	3,40	3,20	3,90	3,30	2,70
Charges permanentes (KN/ml)	4,11	4,11	4,11	4,11	4,11	4,11	4,11
Charges d'exploitations(KN/ml)	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
Chargée: 1,35G+1,5Q	6,52	6,52	6,52	6,52	6,52	6,52	6,52
Déchargée: 1,35G	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55
M_a(KN.m)	0	-16,81	9,57	-5,72	-6,79	-6,25	-4,99
M_t(KN.m)	0	11,16	6,84	2,40	2,65	6,70	5,39
V_w(KN)	14,9	18,2	12,96	10,79	13,70	12,80	10,77
V_e(KN)	-19,88	-15,19	-10,69	-11,46	-13,43	-10,16	-8,01

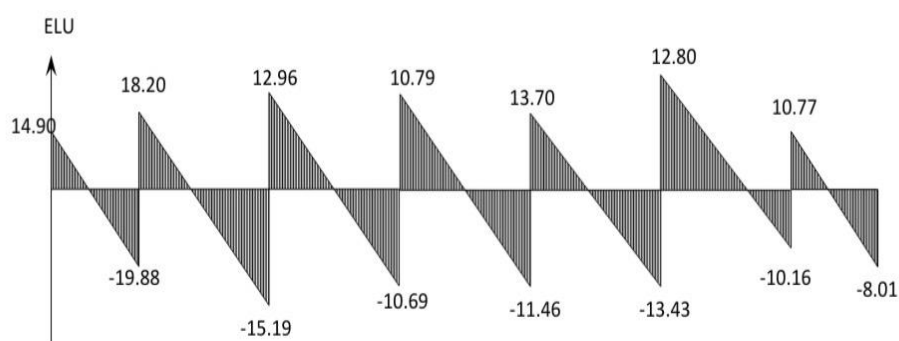


Figure III.3.2 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU .

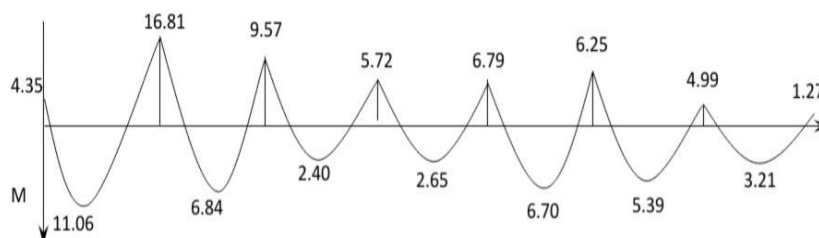


Figure III.3.3 :Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.

b)ELS:

Tableau III.3.3:Tableau récapitulatif des efforts à sept travées

Portée(m)	5,00	4,80	3,40	3,20	3,90	3,3	2,7	
Chargespermanente (KN/ml)	4,11	4,11	5,54,11	4,11	4,11	4,11	4,11	
Chargesd' exploitations (KN/ml)	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	
Chargée: G+Q	4,76	4,76	4,76	4,76	4,76	4,76	4,76	
Déchargée: G	4,11	4,11	4,11	4,11	4,11	4,11	4,11	
M_a (KN.m)	0	-12,2	-6,99	-4,18	-4,96	-6,17	-3,22	0
M_t (KN.m)	8,15	4,99	1,76	1,93	4,09	3,14	7,15	
V_w (KN)	10,88	13,29	9,46	7,88	9,60	9,83	12,23	
V_e (KN)	-14,52	-11,09	-7,81	-8,37	-10,2	-6,93	-15,63	

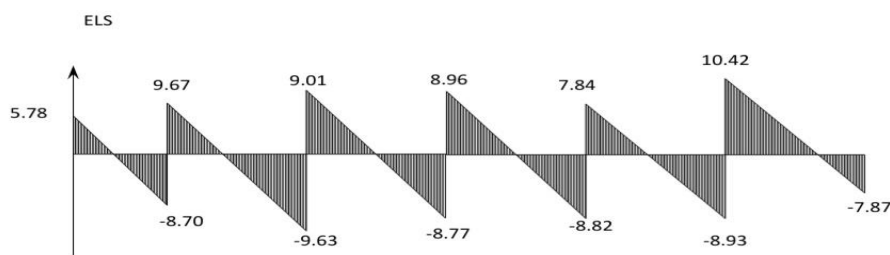


Figure III.3.4 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.

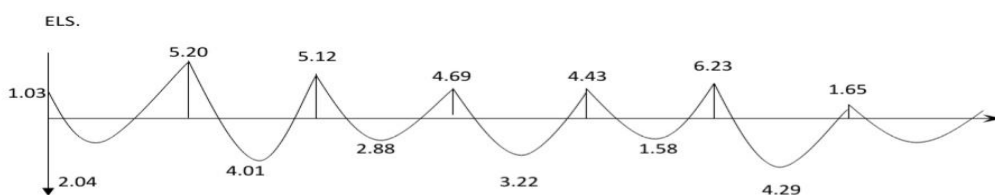


Figure III.3.5 :Diagramme des moment fléchissant a l'ELS.

Tableau III.3.4: Valeurs maximales des sollicitations

Sollicitation maximal	ELU	ELS
M_t(KN.m)	11,16	8,15
M_a(KN.m)	16,81	13,11
T(KN)	19,88	15,63

f). Ferrailage des poutrelles

- **En travée :**

$$M_{umax}=11,16 \text{ KN.m} \quad d=0.9h=21.6 \text{ cm} \quad b=65\text{cm} \quad h_0=4\text{cm} \quad b_0=12\text{cm}$$

Le calcul des sections en forme de « T » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression. → Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure → calcul d'une section en T é

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 65 \times 4 \left(21.6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72.21 \text{ KN.m} > 15.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{umax}$$

Donc : L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

Tableau III.3.5: récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M _{tu} (kNm)	μ	μ < μ _R	As'(cm ²)	α	Z(cm)	ζ _s	σ _s (MPa)	As(cm ²)
15,20	0,035	oui	≠0	0,044	0,212	10%	348	2,06

Vérification a l' E L U**❖ Condition de non fragilité**

$$A_{Min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 21.6 \times 2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

$$A_s = (2.06; 1.69) \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2.06 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau de section des armatures on choisit : **3T10: A_s = 2.36cm²**

- **Sur appui**

On a $M_{Amax}=16,81 \text{ KN.m} < M_{Au} = 72.21 \text{ KN.m}$.

Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12 X 20).

Tableau III.3.6 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en appui

Mtu(kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z(cm)	ζ_s	σ_s (MPa)	As(cm ²)
15,2	0,126	oui	$\neq 0$	0,168	0,201	10%	348	1,55

Vérification a l' E L U

❖ Condition de non fragilité

$$A_{Min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 21.6 \times 2,1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.55 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.31 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

On prend : $A_s = 1T10 + 1T12 = 1.92 \text{ cm}^2$

a. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 19,88 \text{ kN}$.

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{19,88 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0.767\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.767\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$ **Vérifie.**

Vérification à l'E.L.S

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton

a. En travée : ($A_s = 2.36 \text{ cm}^2$)

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit

Vérifiée que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

-Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

- y : la distance du centre de gravité de la section homogène à la fibre la plus comprimée
- I : le moment d'inertie de la section

Tableau III.3.7 :Récapitulatif pour la vérification a l'ELS

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	b(cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	8,15	2.36	65	4,61	11235,70	4,47	Vérifiée
Appuis	13,11	1.92	12	7,64	8390,26	7,09	Vérifiée

•Vérification de la flèche

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{4,80} = 0,04 \geq 0,044 \dots\dots\dots$ vérifiée.

2) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,7}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 21,6} = 0,0130 \leq \frac{3,7}{400} = 0,009 \dots\dots\dots$ non vérifiée.

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche :

$$f_v + f_i \leq \bar{f}_i$$

Tel que :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ Si } L \leq 5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

-Position de l'axe neutre « y_1 »

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

-Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 »

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

-Calcul des moments d'inerties fictifs

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Tableau III.3.8 : Récapitulé du calcul de la flèche

M_{ser} (kn.m)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
10,90	2.36	9,08	0,013	99,43	2,57	1,03	0,50	41360,45	31020,74	71494,48

Calcul des Modules de déformation

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ Mpa (Module de déformation instantanée)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{32164,19}{3} = 10721,40 \text{ Mpa (Module de déformation de longue durée).}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,0164 \text{ cm} \quad (L = 4,60 \text{ m})$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,63 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,61 \text{ cm} < \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.3.2. Calcul des armatures transversales et l'espacement

Les armatures droites sont suffisantes

Le Choix du diamètre : Pour des raisons constructives on prend:

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\phi_{l \min}, \frac{h}{35} \text{ mm}, \frac{b_0}{10} \text{ mm} \right)$$

$\phi_{l \min}$: Diamètre minimum des armatures longitudinal

h : la hauteur de la section.

b0 : la largeur de la section.

$$\phi_t \leq \text{Min} (12 ; 6.17 ; 12)$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Espacement minimale

$$\text{Donc } A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{ij})}; 0,9 \times d; 40 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,8 \times 235 \times 0,57}{12(0,750 - 0,3 \times 2,1)}; 0,9 \times 18; 40 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \text{min}(21 ; 19,41 ; 40)$$

On prend : $S_t = 19 \text{ cm}$

Donc $A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \text{ cm} \\ S_t \leq 6 \text{ cm} \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 12 \text{ cm} \dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

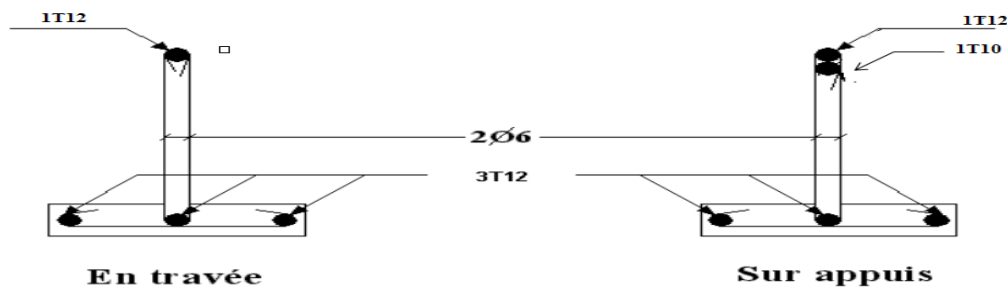


Figure III.3.6 : Le ferrailage des poutrelles.

III.4. Ferrailage de la dalle de compression

Pour éviter les fissurations, Il faut faire le ferrailage de la dalle de compression dans les deux sens.

Il est en treille soudée selon le (BEAL 91 B.6.8.4).

On doit respecter les conditions suivantes :

-Les dimensions des mailles sont normalisées [1] comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$A_2 = A_1 / 2$

$F_c=520 \text{ MPa}$ (quadrillage de T.S.TIE 520 $\rightarrow \phi \leq 6\text{mm}$)

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

$$A_2 = A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Et $S_t=20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudés $\phi=6\text{mm}$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

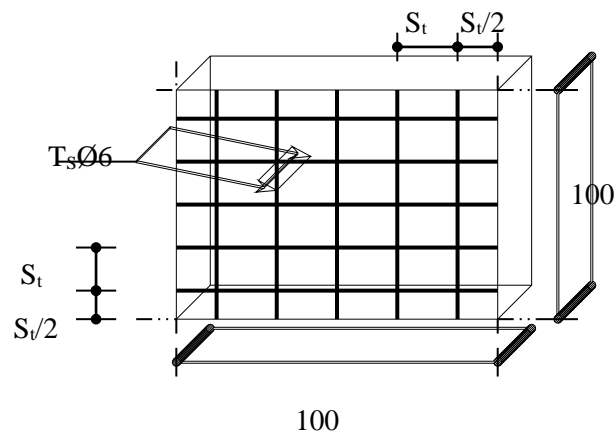


Figure III.4 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III.5.L'escalier

III .5.1. Définition

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Dans Notre structure il y a deux types d'escaliers : droit à deux volées, et un escalier tournant (balancé).

III.5.2.Terminologie

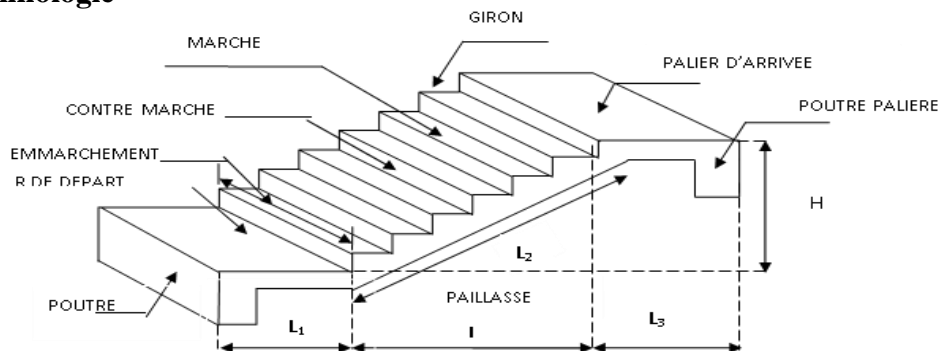


Figure III.5.1 : Schéma présentatif des escaliers.

III.5.3. Définition des éléments d'un escalier

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 14 à 18 cm..

La montée: correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

Un palier : est une plate forme constituant un repos entre deux volées.

L'emmarchement(E): représente la largeur de la marche.

La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65m de collet, si $E \geq 1$ m.

La paillasse: est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marche

III.5.4. Pré dimensionnement et dimensionnement de l'escalier de l'étage courant

Notations utilisées

- **g**: giron.
- **h**: hauteur de la contre marche.
- **e_p**: épaisseur de la paillasse.
- **H**: hauteur de la volée.
- **L** : longueur de la volée projetée.

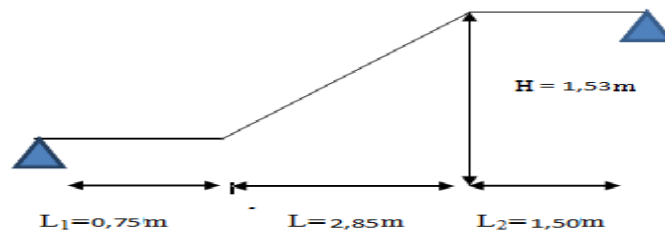


Figure III.5.2 : Schéma statique de l'escalier.

$$59 \leq G + 2h \leq 64 \quad \dots \dots \dots [4]$$

$$H = h \times n \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = G(n - 1) \Rightarrow G = \frac{L}{n - 1}$$

Avec :

n : nombre de contre marches.

n - 1 : nombre de marches.

H : Hauteur à monter.

L : longueur de la foulée

h : longueur de la contre marche

G : longueur de la marche

$$59 \leq \frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} \leq 64$$

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

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 153 + 285) + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 542$$

$$n_1 = \frac{610 - 542}{2 \times 64} = 0,53$$

$$n_2 = \frac{610 + 542}{2 \times 64} = 09.$$

On prend : $n = 9$.

$$n-1 = 8.$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{285}{9-1} = 30cm$$

Vérification :

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

$$59 \leq 64 \leq 64 \dots \dots \dots (C.V)$$

b-La longueur de l'escalier :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{285} = 0,536$$

$$\Rightarrow \alpha = 28,23^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,88$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} \Rightarrow L = \frac{285}{0,88} = 323,86 \text{ cm}$$

$$L = L_0 + L_1 = 323,86 + 75 + 150 = 548,86 \text{ cm}$$

c-Epaisseur de la paille et le palier :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \dots \dots \dots [3]$$

$$\frac{548,86}{30} \leq ep \leq \frac{548,86}{20}$$

$$18,29cm \leq ep \leq 27,44cm$$

On prend : $ep = 15cm$

III.5.5. Evaluation des charges et surcharges**1) La paillasse :**➤ **Charge permanente****Tableau III.5.1 :** Evaluation des charges permanentes de paillasse

Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,15}{\cos 28,23} \right)$	4,25 KN/m²
Carrelage e=2cm, ρ=22KN /m ³	0,44 KN/m²
Mortier de pose e=2cm, ρ=20 KN /m ³	0,4 KN/m²
Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2}$	2,13 KN/m²
Garde corps	1,00 KN/m²
Enduit en ciment e=2cm, ρ=18 KN /m ³	0,36 KN/m²
Total	G₁=8,58 KN/m²

➤ **charge d'exploitation**

$$Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

2) Palier➤ **Charge permanente****Tableau III.5.2 :** Evaluation des charges permanentes de palier

Carrelage e=2cm, ρ=22 KN /m ³	0,4,4 KN/m ²
Mortier de pose e=2cm, ρ=20 KN /m ³	0,4 KN/m²
Lit de sable e=3cm, ρ=18 KN /m ³	0 0,54 KN/m²
Dalle pleine e=18cm, ρ=25 KN /m ³	4 4,5 KN/m²
Enduit en ciment e=2cm, ρ=18 KN/m ³	0 0,36 KN/m²
T total	G₂=6,24 KN/m²

➤ **charge_d'exploitation**

$$Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

II.5.6. Combinaison des charges

➤ Pour une bande de 1 m on a :

1) E.L.U

➤ La paillasse

$$Pu_1 = 1,35G_1 + 1,5Q$$

$$\Rightarrow Pu_1 = 1,35 \times 9,66 + 1,5 \times 2,5 = 16,79 \text{ KN} / \text{m}$$

➤ Le Palier

$$Pu_2 = 1,35G_2 + 1,5Q$$

$$\Rightarrow Pu_2 = 1,35 \times 6,24 + 1,5 \times 2,5 = 12,17 \text{ KN} / \text{m}$$

Schéma statique :

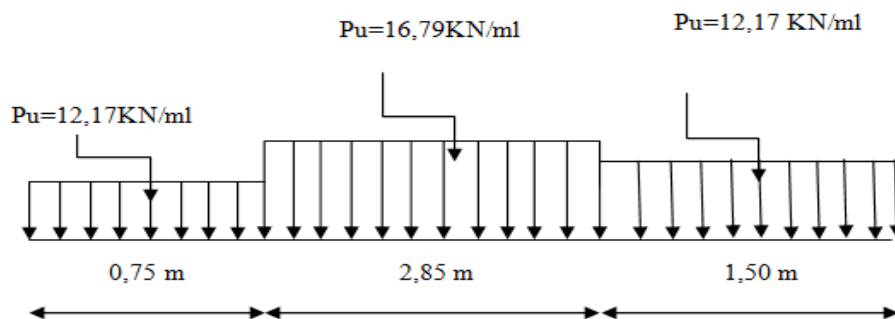


Figure III.5.3 : Schéma statique d'escalier.

1- Calcul de réactions

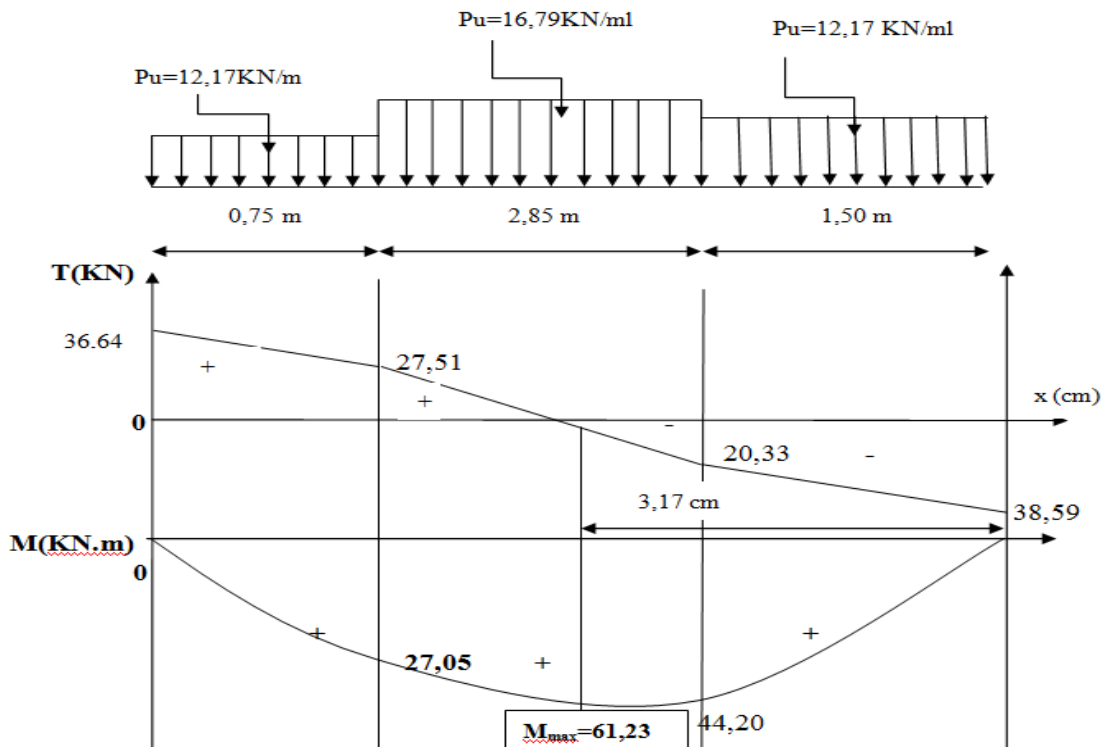
$$\sum f/x = 0 \Rightarrow R_A = 36,64 \text{ KN} \quad R_B = 38,59 \text{ KN}$$

2-Le calcul des moments et les efforts tranchant :

Tableau III.5.3 : résultat des efforts tranchants et des moments fléchissants à l'ELU

La section	T(x)K N	M(x)KN.m
$0 \leq X \leq 0,75$	$T(0)=36,64 ; T(0,75)=27,51$	$M(0)= 0; M(0,75)=27,05$
$0,75 \leq X \leq 2,85$	$T(0,75)= 27,51;$ $T(2,85)=-20,3$	$M(0,75)=27,05;$ $M(2,85)=44,20$
$2,85 \leq X \leq 1,5$	$T(2,85)=-20,3; T(1,5)=-38,59$	$M(2,85)= 44,20; M(1,5)=0$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par la **figure III.5.4**



L'E.L.S

1) La paillasse

$$P_{s1} = G + Q = 9,66 + 2,5 = 12,16 \text{ KN/m}$$

1) Le Palier

$$P_{s2} = G + Q = 6,24 + 2,5 = 8,74 \text{ KN/m}$$

Schéma statique

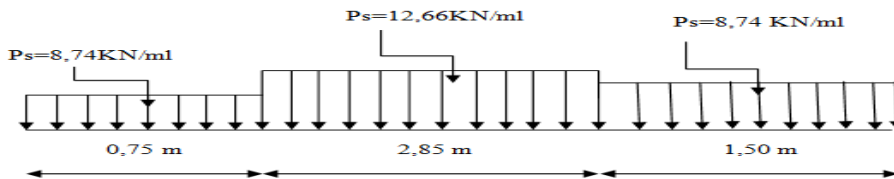


Figure III.5.5: Schéma statique d'escalier.

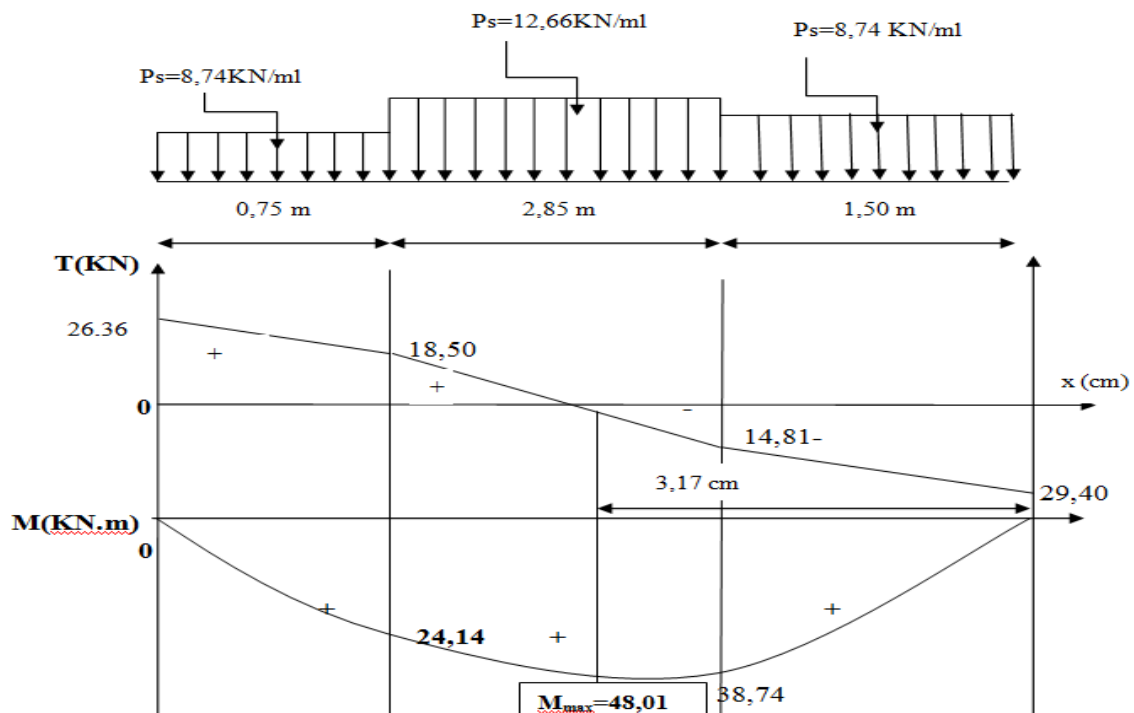
1- Calcul de réactions :

$$\sum \frac{F}{x} = 0 \Rightarrow R_A = 26,36 \text{ KN} \quad R_B = 29,40 \text{ KN}$$

Tableau III.5.4 : résultat des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS

La section	T(x)K N	M(x)KN.m
$0 \leq X \leq 0,75$	$T(0)=26,36$; $T(0,75)=18,50$	$M(0)= 0$; $M(0,75)=24,14$
$0,75 \leq X \leq 2,85$	$T(0,75)= 18,50$; $T(2,85)=-14,81$	$M(0,75)=24,14$; $M(2,85)=38,74$
$2,85 \leq X \leq 1,5$	$T(2,85)=-14,81$; $T(1,5)=-29,40$	$M(2,85)= 38,74$; $M(1,5)=0$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par la **figure III.5.6**

**Figure III.5.6** : Diagramme des moments et efforts tranchants à E.L.S.

III.5.7. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=18cm

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

$F_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $d = 0,9h = 16$,

$\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 400\text{MPa}$,

- ferrailage de l'escalier

Tableau III.5.5 : Ferrailage de l'escalier à l'ELU

	Mu (KNm)	μ	μ < μ_R	A_s (cm ²)	α	Z (cm)	A/ ml (cm ²)	Choix	A ml / (cm ²)
Travée	48,98	0,11	Oui	0	0,146	15,06	7,22	7T12	7,92
Appuis	12,52	0,029	Oui	0	0,0367	15,76	2,46	5T10	3,93

Espacement :**En travée :**

$$\text{esp} \leq \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm}$$

On prend : esp=15cm

Sur appui :

$$\text{esp} \leq \frac{100}{5} = 15 \text{ cm}$$

On prend : esp=15cm

Armature de répartition :**En travée :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}$$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec St=25cm

Sur appui:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98$$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec St=2cm

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23 \frac{f_{c28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 7,92 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ vérifiée

Donc on choisit : $A_a = A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$.

Choix des barres : $A_a = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$

III.5.8.Vérification➤ **Effort tranchant**

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

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{\max}}{bd} = \frac{38,59 \cdot 10^3}{1000 \cdot 160} = 0,26 < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

- si $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- si $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 38,59 \cdot 10^3 - \frac{12,52 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 160} = -51669,4444 \text{ kn} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{\max}}{bd} = 0,26 < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

➤ **Vérification des contraintes du béton**

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s \cdot d + A'_s \cdot c') = 0$$

- **Moment d'inertie**

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

Avec :

$$N = 15, c' = 2 \text{ cm}, d = 16,00 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, A_s' = 0$$

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5.6 : Vérification du ferrailage à l'ELS

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	48,59	7,92	5.76	25511.23	8.81	Vérifiée
Appui	9.76	3,93	3.12	7258.30	4.19	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \dots \dots [1] \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{600} = 0.028 \leq 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifier} \\ \frac{7,92}{100 \cdot 16} = 0.0067 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_r = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec ;

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_s \cdot L^2}{10E_i I} \\ f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10E_i I} \\ \bar{f} = \frac{l}{500} + 0.5 \end{array} \right\}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right\}$$

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogène

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 f_{c28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{c28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right\} ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1.75 f_{c28}}{4\delta \sigma_s + f_{c28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{sr}}{A_s d} \end{array} \right\}$$

$E_i = 32164,20\text{MPa}$
 $E_v = 10721,40\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.5.7 : Vérification de la flèche de l'escalier

M ser	M KN.m	As cm ²	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	$I_0 I_0$	I_f I_{fi}	I_{fv} I_{fy}
48,59	7,92	0,006	226,3	3	11	0	5	22989,7	30922,53	
					3,5	1,7	0,487	56523,3		

$f_i = 0.6\text{ cm}$
 $f_v = 2.02\text{ cm}$
 alors

$\Rightarrow \Delta f_r = 0.80\text{ cm} \leq \bar{f} = 1.51 \dots\dots \text{ cv}$

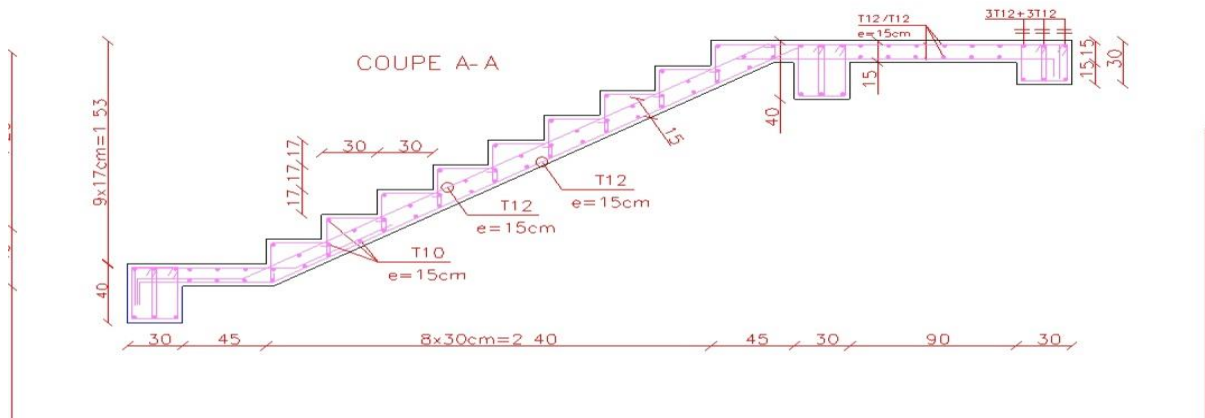


Figure III.5.7 :Schéma de ferrailage des escaliers .

III.6. Poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par "BAEL91 modifié 99 " est vérifiée selon le "RPA99 version 2003" , Dans notre structure la poutre palière la plus défavorable est celle de premier type d'escalier, car elle est semi encastrée à ces deux extrémités.

Le schéma statique de la poutre palière est le suivant :

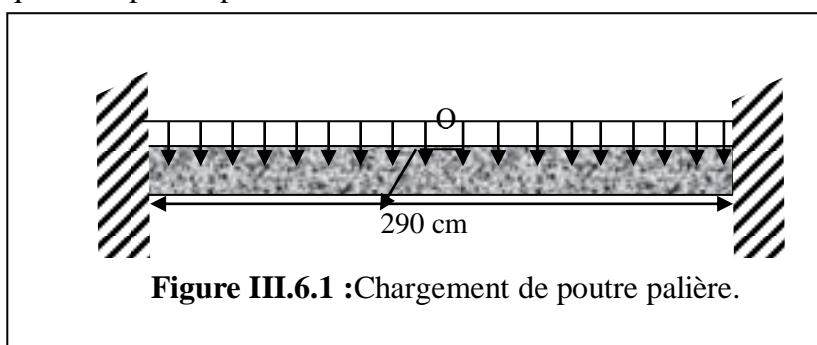


Figure III.6.1 :Chargement de poutre palière.

III.6.1. pré dimensionnement

$$\text{On a: } L=3,30\text{m} \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \quad \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10}$$

$$19,33 \leq h \leq 29 \text{ On prend } h = 40\text{cm}$$

- la largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 9\text{cm} \leq b \leq 21 \text{ cm on prend } 30\text{cm}$$

Selon le RPA99 version 2003

-h=40 et b = 30 tel que

$$-h = 40 \geq 30$$

$$-b = 30 \geq 20$$

$$-1/4 < h/b < 4 \Rightarrow 1/4 < 40/30 < 4 \Rightarrow 0,25 < 1,5 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifier}$$

Donc, la section de la poutre palière est de **(b×h) = (30×40) cm²**

On prend une section de : (30×40) cm²

III.6.2. Evaluation des charges

$$\text{Poids propre de la poutre } 0,3 \times 0,4 \times 25 = 3\text{KN} / \text{ml}$$

Réaction du palier :

$$\text{A E.L.U : } \frac{R_B}{\frac{L}{2}} = \frac{24,36}{1,45} = 16,8\text{kn} / \text{ml}$$

$$\text{A E.L.S : } \frac{R_B}{\frac{L}{2}} = \frac{18}{1,45} = 12,41\text{kn} / \text{ml}$$

III.6.3. Sollicitations

$$\text{➤ E.L.U : } P_u = 1,5 \times 1,35 + 1,5 \times 16,8 = 27,225\text{KN} / \text{ml}$$

$$\text{➤ E.L.S : } P_s = 12,41 + 1,5 = 13,91\text{KN} / \text{ml}$$

III.6.4. Déterminations des efforts**➤ Etat limite ultime**

$$\text{-Moments aux appuis : } M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{27,225 \times (2,90)^2}{12} = 19,08\text{KN.m}$$

$$\text{-Moments en travée : } M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{27,225 \times (2,90)^2}{24} = 9,54\text{KN.m}$$

$$\text{-Effort tranchant : } T = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{27,225 \times 2,90}{2} = 39,48\text{KN.m}$$

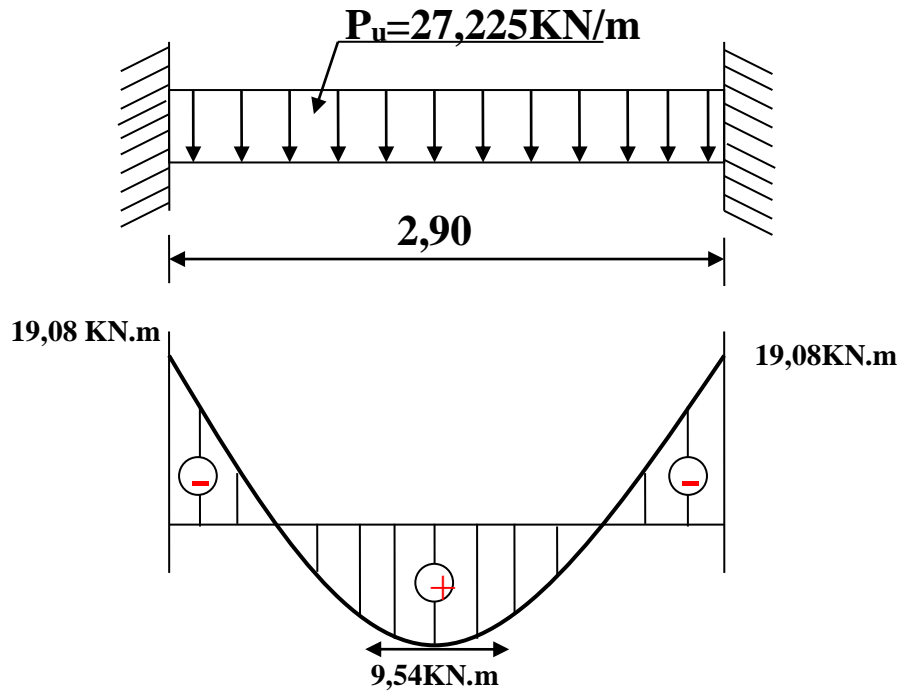


Figure III.6.2 : Diagramme des moments de la poutre palier à l'E.L.U.

➤ **Etat limite de service**

-Moments aux appuis: $M_a = \frac{P_s \times L^2}{12} = \frac{13,91 \times (2,90)^2}{12} = 9,75 \text{ KN.m}$

-Moments en travée : $M_t = \frac{P_s \times L^2}{24} = \frac{13,91 \times (2,90)^2}{24} = 4,87 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $T = \frac{P_s \times L}{2} = \frac{13,91 \times 3,30}{2} = 22,95 \text{ KN.m}$

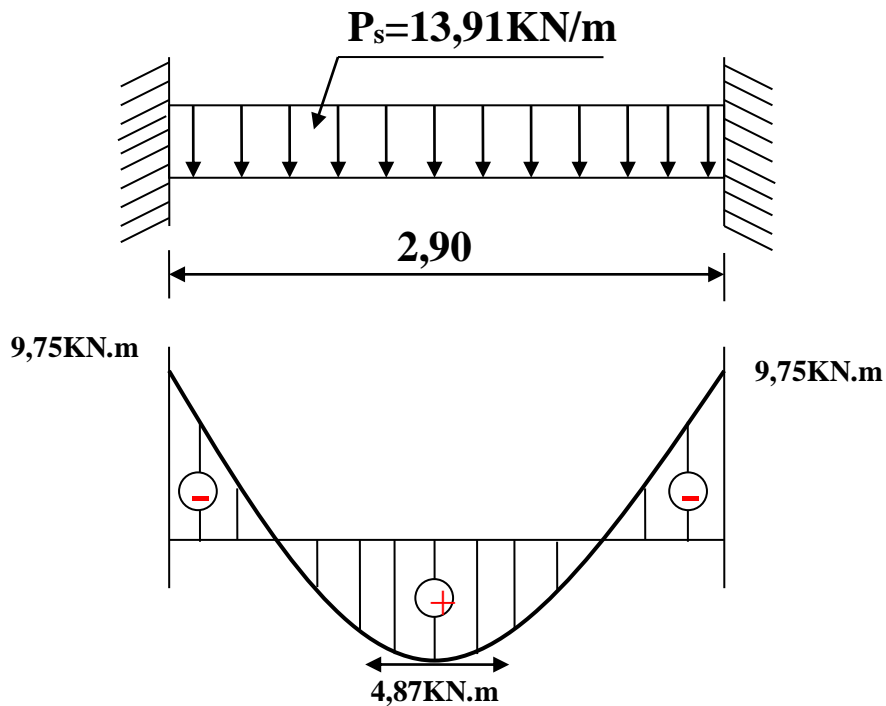


Figure III.6.3 : Diagramme des moments de la poutre palier à l'E.L.S.

- **Armatures longitudinales à E.L.U Sur appuis**

1) Armatures longitudinales

$$b = 30\text{cm}$$

$$d = 37\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm}$$

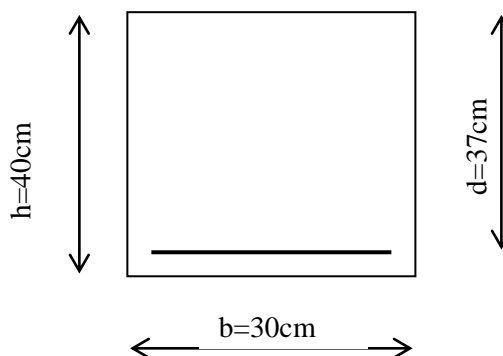


Figure III.6.4 :Schéma de position des armatures.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{19,08 \times 10^{-3}}{0,2 \cdot (0,37)^2 \cdot 14,17} = 0,092$$

$$\mu_{bu} = 0,092 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"}$$

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{19,08}{9,75} = 1,96$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,96 - 0,1711 = 0,488$$

$$\mu_{bu} = 0,092 < \mu_{lu} = 0,488$$

Donc: A' = 0 ⇒ (pas d' armature comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,092}) = 0,121$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,121) = 0,257\text{m}$$

$$Z = 25,7\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,092 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{19,08 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,257} = 2,13\text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A^s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{20 \times 30}{1000}, 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,13 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

-On choisit **3T12** soit **3.39cm²**

1.En travée

$$M_u = 9,54 \text{ KN.m}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$M_{\text{ser}} = 4,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9,54 \times 10^{-3}}{0,2 \cdot (0,37)^2 \cdot 14,17} = 0,046$$

$$\mu_{bu} = 0,046 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"}$$

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{9,54}{4,87} = 1,96$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,96 - 0,1711 = 0,489$$

$$\mu_{bu} = 0,046 < \mu_{lu} = 0,489$$

Donc: A' = 0 ⇒ (pas d' armature comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) = 0,059$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,059) = 0,2636 \text{ m}$$

$$Z = 26,36 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,032 < 0,186 \varepsilon_s = 10\%$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ Section d'armature tendue

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{9,54 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,2636} = 1,04 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{20 \times 30}{1000}, 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,04 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

-On choisit : **3T12** soit **3,39 cm²**

III.6.5. Armatures transversales

Valeur de l'effort tranchant : $V_u = T = 39,48 \text{ KN}$

Valeur de la contrainte tangentielle : τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{39,48 \times 10}{30 \times 37} = 0,73 \text{ Mpa}$$

Valeur limite de la contrainte tangentielle : $\overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \{0,10 f_{c28}, 4 \text{ Mpa}\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérification**

$$\tau_u = 0,73 \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV.$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

D'après le "BAEL91 modifié 99" le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{20}, \phi_{t \min} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{200}{20}, 12 \text{ mm} \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$A_t = m_t \cdot A_t = 4 \times 0,502 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 27; 40 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm} \dots\dots\dots [1]$$

Valeur de τ_0 :

Il n'ya pas reprise de bétonnage

La fissuration est peu nuisible

$$\text{Donc : } \tau_0 = 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots [1]$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$\rho_t = \frac{A_t}{b.S_t} = \frac{2.01}{20 \times 10} = 0.01$$

$$\rho_{t_{\min}} = \frac{1}{f_e} \cdot \max \left\{ \frac{\tau_0}{2}, 0,4 \text{ Mpa} \right\} = \frac{1}{400} \cdot \max \left\{ \frac{0,43}{2}, 0,4 \text{ Mpa} \right\} = 0,005$$

• $\rho_t \geq \rho_{t_{\min}} = 0,01 \geq 0,005 \dots \dots \dots \text{CV}$

III.6.6. Vérification à E.L.S**1. Sur appuis**

$$M_a = 9,75 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15.(A_s + A')}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A')}{7.5.(A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 \times 3,39}{20} \times \left(\sqrt{1 + \frac{30 \times (37 \times 3,39)}{7,5 \times 3,39^2}} - 1 \right) = 9,45 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15. [A_s.(d - y)^2 + A'.(d' - y)^2] \Rightarrow I = \frac{30 \times 9,45^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (37 - 9,45)^2 = 24101,01 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{9,75 \times 10^3}{24101,01} = 0,40 \text{ MPa/cm}$$

➤ **Calcul des contraintes**➤ **Contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_b' = K.y = 0,40 \times 9,45 = 3,82 \text{ Mpa}$$

➤ **Contrainte dans les armatures tendues**

$$\sigma_a = n.k.(d - y) = 15 \times 0,40 \times (37 - 9,45) = 105,3 \text{ Mpa}$$

• **Vérifications**

-Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b' = 3,82 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

2.En travée

$$M_t = 4,87 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15.(A_s + A')}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A')}{7.5.(A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 \times 3.39}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{30 \times (37 \times 3.39)}{7.5 \times 3.39^2}} - 1 \right) = 9.45 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15. [A_s.(d - y)^2 + A'.(y - d')^2] \Rightarrow I = \frac{30 \times 9.45^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (37 - 9.45)^2 = 24101.01 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{4,87 \times 10^3}{24101,01} = 0.202 \text{ MPa/cm}$$

➤ **Calcul des contraintes**

Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = K.y = 0,202 \times 9,45 = 1,91 \text{ Mpa}$$

Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_a = n.k.(d - y) = 15 \times 0,202 \times (37 - 9.45) = 53,18 \text{ Mpa}$$

• **Vérifications**

-Etat limite de compression du béton

$$\sigma'_b = 1,91 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(C.V)$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

-La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

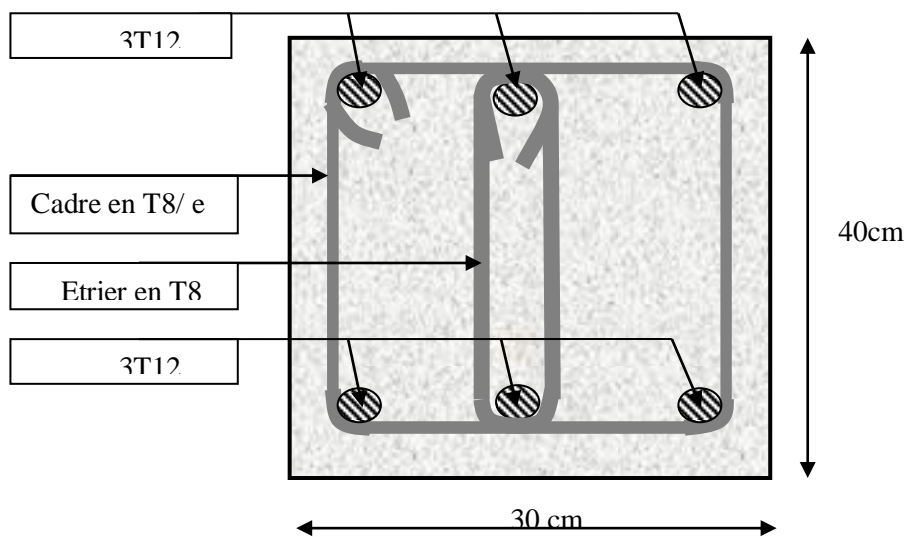


Figure III.6.5 :Schéma de ferrailage de poutre palière.

Chapitre IV

**Etude dynamique en zone
sismique**

Chapitre IV : étude dynamique en zone sismique

IV.1.Introduction

Les tremblements de terre ont présenté 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.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique la présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel **ETABS 2009**.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations libre non amortie (V.L.N.A).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel **ETABS 2009**.

IV.3.Présentation de logiciel l'ETABS

L'ETABS est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures civiles .il offre une interface utilisateurs intuitive portant puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction rapide et précise des modèles avec les techniques analytique sophistiquées requise pour faire les projets les plus complexes

Nom du programme:(Extented 3d analyses of building systèmes),Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments., les caractéristiques principales d'**ETABS** sont:

- L'**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre des nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique Q.

- Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaire des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différant es réglementation en vigueur à travers le monde de plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments; l'**ETABS** offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet grâce à ces diverses fonction il permet une descente de charges automatique et rapide ; un calcul automatique du centre de masse et de rigidité. Ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau . . etc)

- L'**ETABS** permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels
- Modélisation mathématique par la méthode des élément finis

IV.4.Modélisation

IV.4.1.Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement [5].

En d'autres termes ; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.4.2. Détermination des fréquences et modes propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}, \{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

D'où :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " *Equation caractéristique* ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré $(2N)$ en (ω) .

Les N solutions $(\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et est appelé le mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique et s'impose.

IV.4.3. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est d'effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " Frame "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds.
1-chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les voiles sont modélisés par des éléments " Shell "à plusieurs nœuds (rectangulaire).

IV.4.4. Modélisation de la masse

- La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des poutres principales correspondants à leur emplacement.

IV.4.5. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i , Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère global.

Remarque :

Il y a lieu de rappeler que l'**ETABS** calcule et affiche automatiquement les deux (02) facteurs cités précédemment (centre de masse, masse totale de l'étage) lorsque le plancher est réalisé par un diaphragme.

IV.5. Etude sismique

IV.5.1.introduction

Notre structure étant implantée en zone sismique III et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.5.2. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le (RPA ,1999). Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Selon le (RPA ,1999) La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

* Méthode dynamique modale spectrale

A- Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B- Modélisation

La modélisation se fait à l'aide de logiciel ETABS est un logiciel presque identique au (SAP, 2000) sauf qu'il est spécial bâtiment, Pour cela, le model choisi prend en considération les éléments de la structure selon le concept suivant :

- Les poutres, les poteaux seront modélisées par des barres 'FRAME'
- Les voiles sont modélisées par des éléments 'SHELL'
- Les planchers autant une rigidité infinie dans leur plan, cela se fait en leur assignant un élément 'DIAPHRAGME'
- La masse de chaque étage est prise concentrée au niveau du centre de gravité du plancher.

C-Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R}) & T_2 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone
- η : Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

- ξ : pourcentage d'amortissement critique

- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Tableau IV.1: Valeur de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

- R : Coefficient de comportement de la structure
- Q : Facteur de qualité Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau (tableau IV.1) suivant :

Tableau IV.2 : Détermination du facteur de qualité Q de la structure

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Condition minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Non	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6	Contrôle de la qualité	Non	oui	Oui	0,1

Pour notre structure on a :

Zone	G d'usage	A	R	T ₁	T ₂	Q	ξ	η
I b	2	0,25	3,5	0,15	0,40	1,2	7	1

Le spectre de réponse de notre structure est donnée par la **Figure IV.1** suivant :

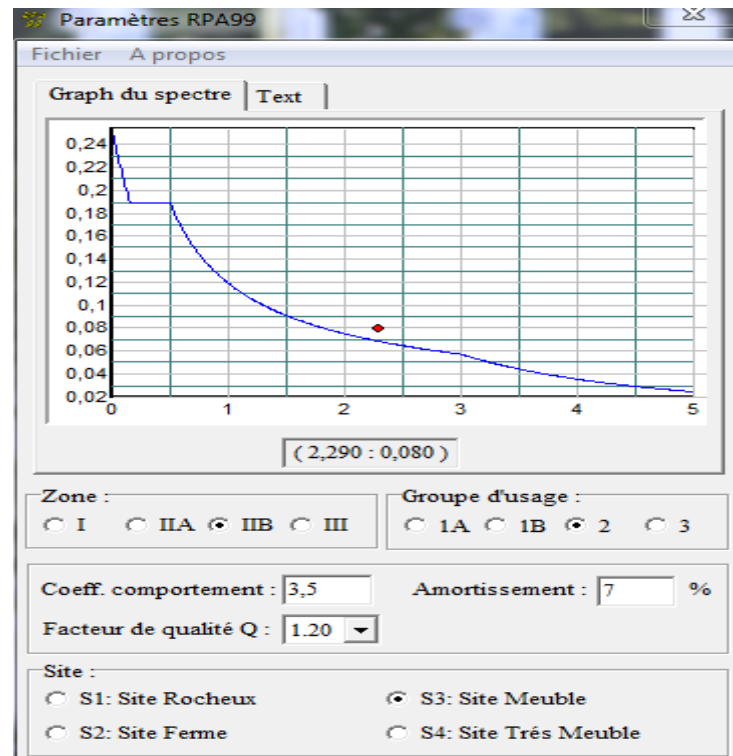


Figure IV.1.Spectre de réponse.

❖ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

soit :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

avec :

A ,Q et R sont indiqué à la page précédant

D: Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période T de la structure.

- la période de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\Rightarrow h_N = 28,56 \text{ m}$$

$L_{x,y}$: est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\Rightarrow L_x = 27,50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_y = 22,60 \text{ m}$$

Suivant X

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{28,56}{\sqrt{27,5}} = 0.55 \text{ s} \\ T = 0.05 \times 28,56^{3/4} = 0.61 \text{ s} \end{cases}$$

Suivant Y

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{28,56}{\sqrt{22,60}} = 0.50 \text{ s} \\ T = 0.05 \times 28,56^{3/4} = 0.61 \text{ s} \end{cases}$$

Donc on prend :

$$\begin{cases} T_x = 0.55 \text{ s} \\ T_y = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

- facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = 1$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Or

$$T_2 \leq T_x \text{ et } T_y \leq 3.0s \rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.40}{0.55} \right)^{2/3} = 2.02m \\ D_y = 2.5 \times 0.764 \left(\frac{0.40}{0.50} \right)^{2/3} = 2.15m \end{cases}$$

IV.6. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments....) dans le rapport :

$$r = 0,8V/V_t$$

IV.6.1. Résultats de l'analyse dynamique du modèle

IV.6.1.1 .première modèle (portique auto-stable).

Les **figure IV.1** et **IV.2** représente respectivement une vue en plan et une vue 3D

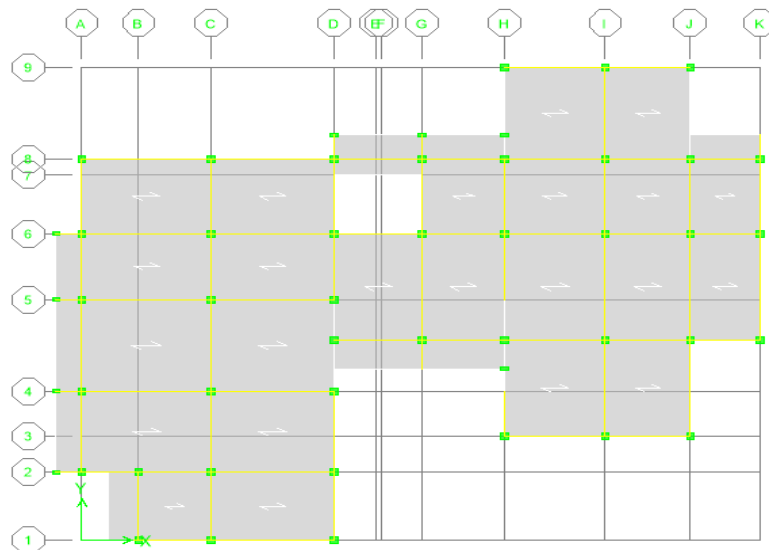


Figure.IV.2 : Vue en plan de la structure sur ETABS.

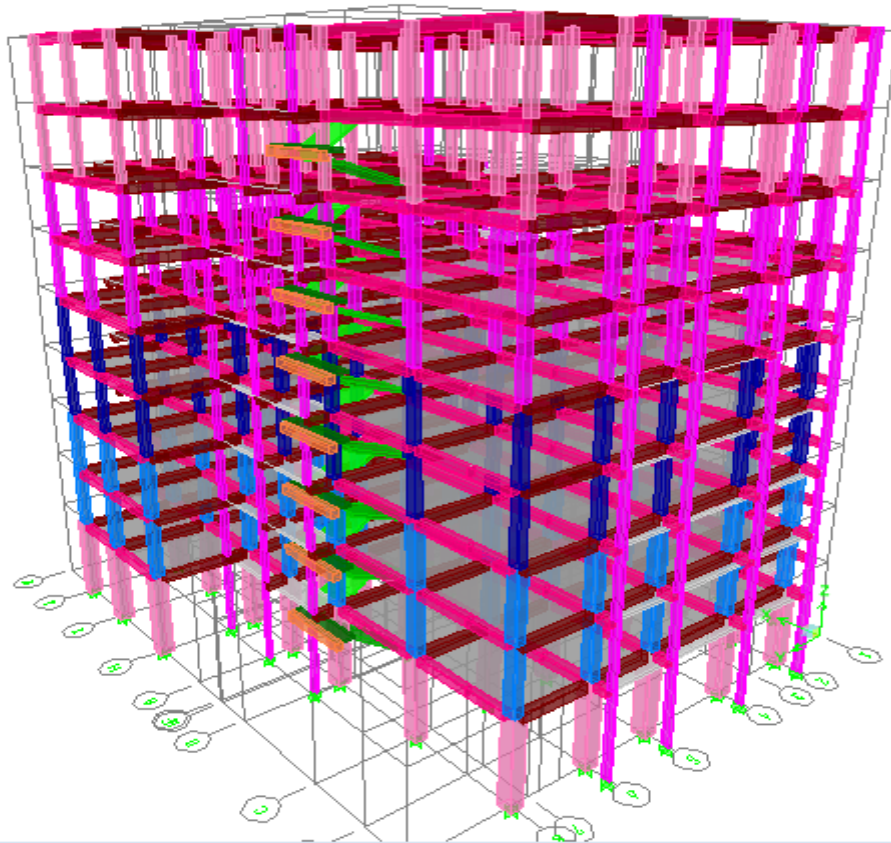
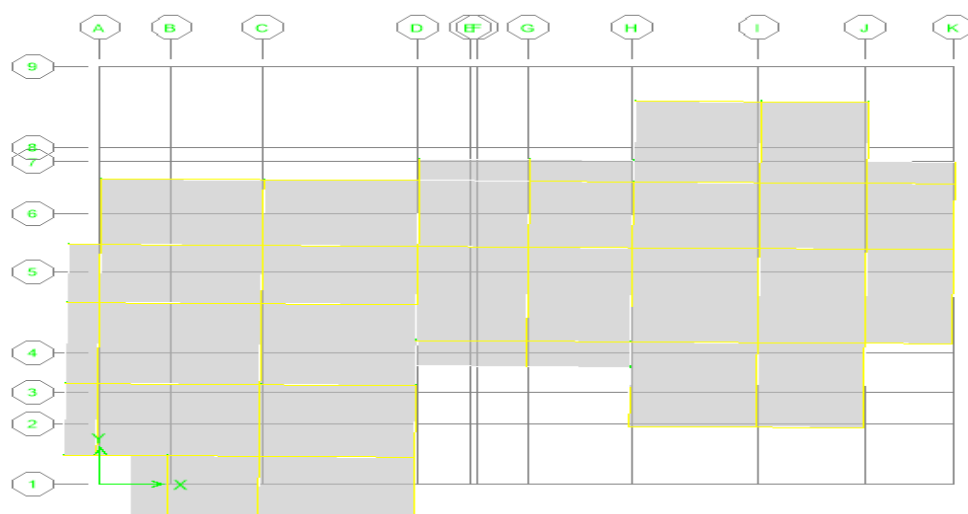


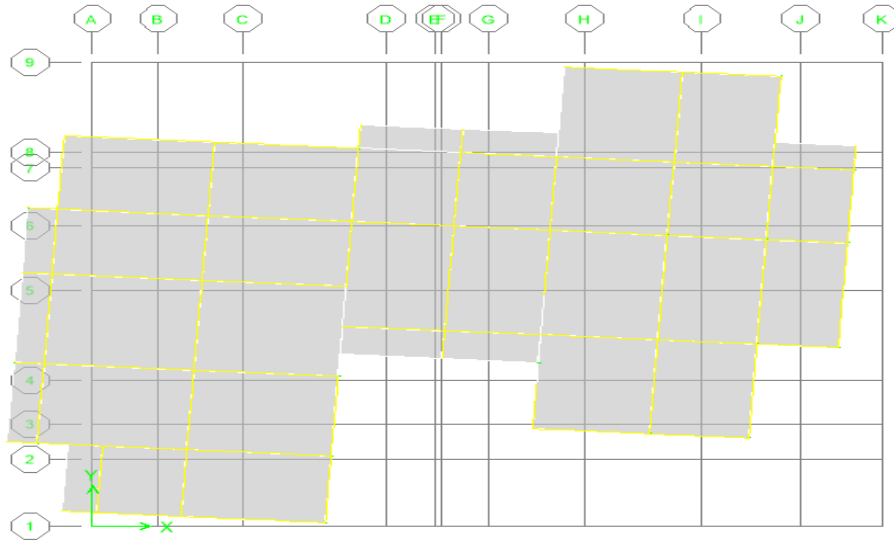
Figure IV.3. Image 3D de la structure sur ETABS.

❖ Caractéristiques dynamiques propres du model

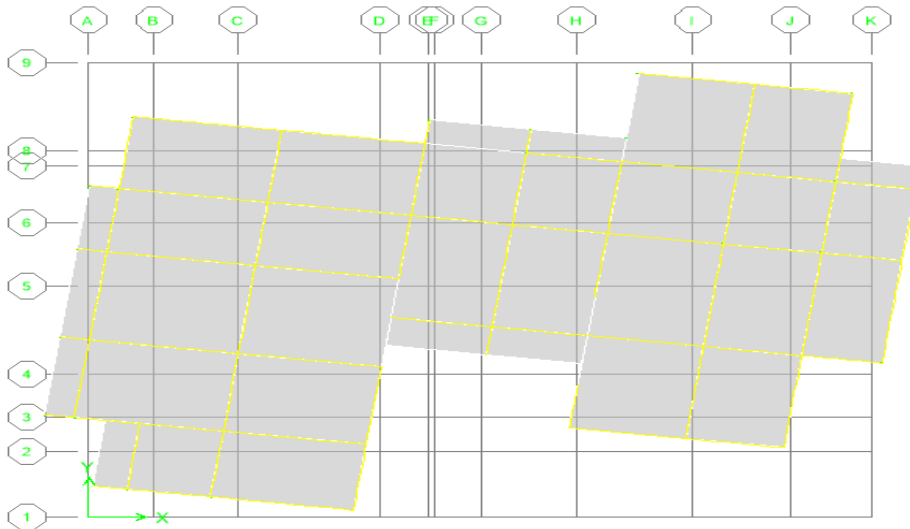
Les figures IV.4 ; IV.5 et IV.6 représente les modes vibration obtenus après la modélisation et l'analyse de notre premier modelé portique autos stable.



Mode 1 : Translation suivant y



Mode 2 : Translation suivant x



Mode 3 : rotation suivant z-z

Tableau IV.3 : période et facteurs de participation massique du modèle

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,093302	0,0138	71,5874	0,0138	71,5874
2	0,988803	61,2515	0,0991	61,2654	71,6865
3	0,946787	13,0576	0,1627	74,323	71,8491
4	0,377845	0,0014	13,6866	74,3243	85,5358
5	0,346733	10,8406	0,0084	85,1649	85,5442
6	0,334465	2,3847	0,0118	87,5497	85,5559
7	0,2295	0	5,8706	87,5497	91,4265
8	0,206335	2,4603	0,0001	90,01	91,4266

➤ **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- une période fondamentale : $T=1,09$ s
- une participation massique dépasse le seul des 90% à partir de 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant y .
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant x
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

❖ **Vérification des périodes**

Les valeurs de T, calculées à partir d'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empirique appropriées de 30% selon le (RPA, 1999)

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \cdot h_N^{3/4} \\ 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

Avec :

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
- C_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

D'après le (RPA, 1999) $C_T= 0,05$

Les résultats de la vérification des périodes présentés dans le (Tableau VI.4)

Tableau IV.4 : Vérification des périodes

	T_{rpa}	T_{ETABS}	$1,3 \times T_{rpa}$	$T_{ETABS} \leq 1,3 \times T_{rpa}$
X	0,55	1,09	0,715	CNV
Y	0,50	0,98	0,65	CNV

dans le model on a d'ajouté des voiles de contreventement de 20 cm d'épaisseur dans les deux directions.

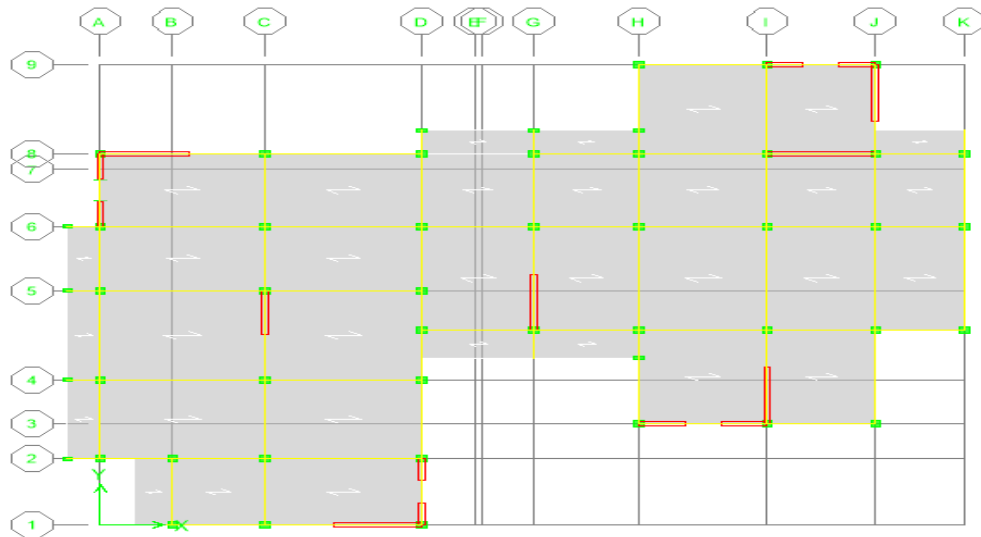
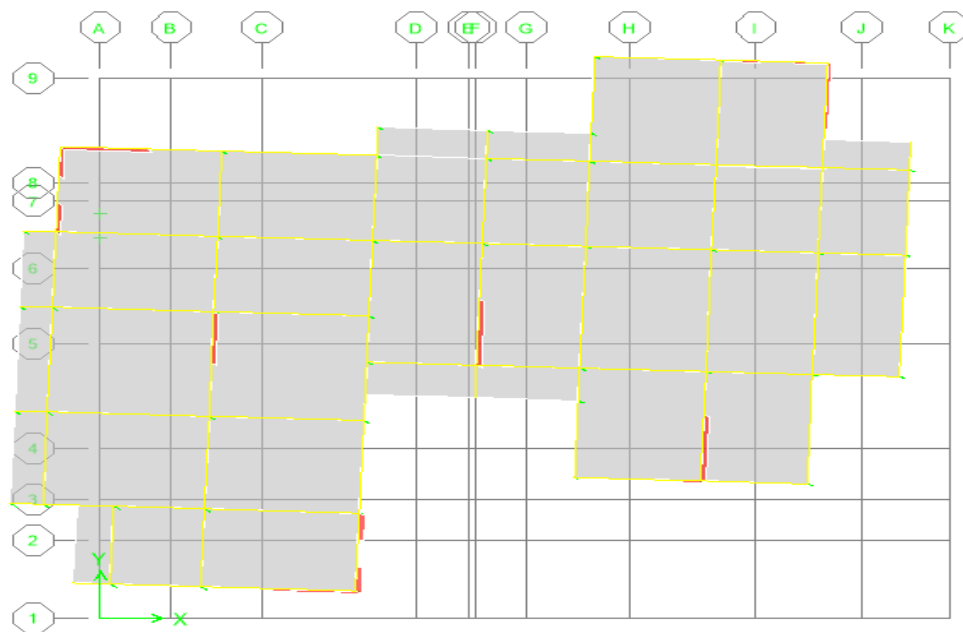


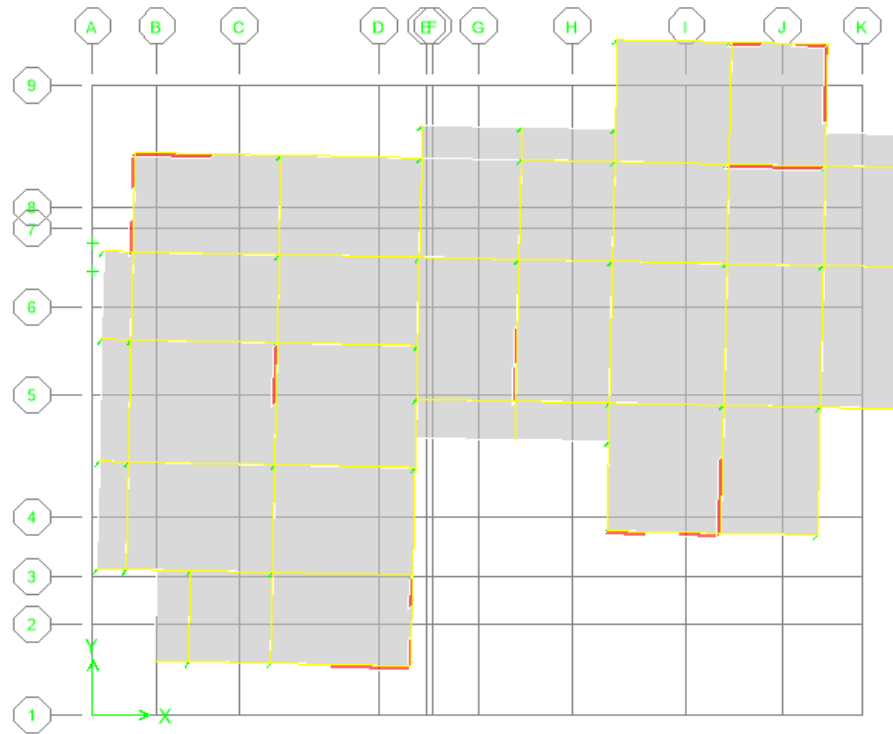
figure IV.7 :Vue en plan.

a- mode de vibration

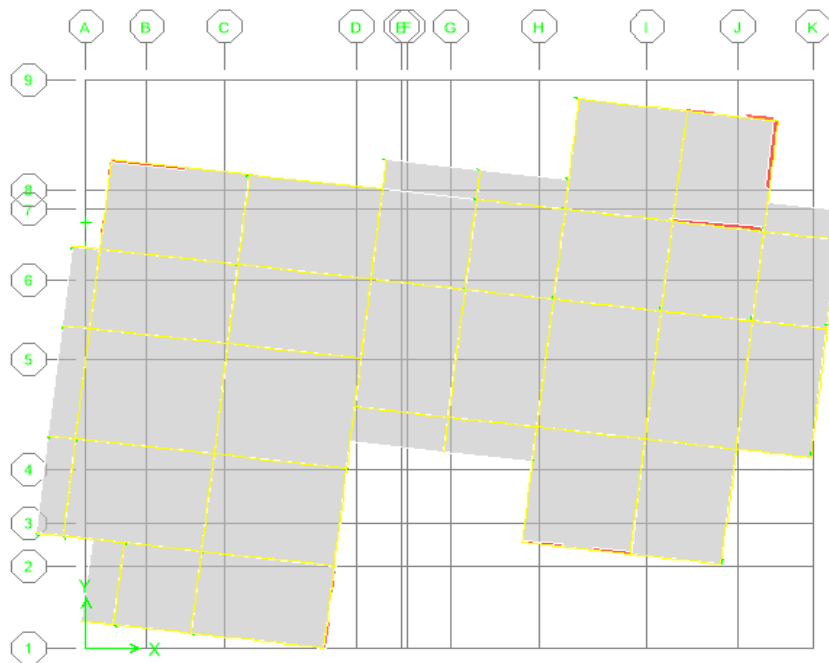
Les figure IV.7 m'entre une vue en plan du deuxième modelé portique contreventée par des voiles ou la disposition des voile été illustrée.



Mode 1 :Translation suivant x



Mode 2 : Translation suivant y



Mode 3 : rotation suivant z-z

$$ry = \frac{0.8V_x}{V_{tx}} = 1,25$$

c. Vérification des déplacements latéraux inters étages :

D'après l'article 4.4.3. du RPA99/2003, le déplacement horizontal de chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement ($R = 3,5$)

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Après calcul nous obtiendront les résultats illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Story	H	R	δ_e	$\delta_k = R \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	0.01 he	Obs
RDC	4,08	4	0,305	1,0675	0,305	40,8	Vérifiée
ET1	3,06	4	0,658	1,2355	0,353	30,6	Vérifiée
ET2	3,06	4	0,827	0,5915	0,169	30,6	Vérifiée
ET3	3,06	4	0,948	0,4235	0,121	30,6	Vérifiée
ET4	3,06	4	0,989	0,1435	0,041	30,6	Vérifiée
ET5	3,06	4	0,975	-0,049	-0,014	30,6	Vérifiée
ET6	3,06	4	0,911	-0,224	-0,064	30,6	Vérifiée
ET7	3,06	4	0,825	-0,301	-0,086	30,6	Vérifiée
ET8	3,06	4	0,739	-0,301	-0,086	30,6	Vérifiée

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Story	H	R	δ_e	$\delta_K = R\delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	0.01 he	Ods
RDC	4,08	4	0,327	1,1445	0,327	40,8	Vérifiée
ET1	3,06	4	0,707	1,33	0,38	30,6	Vérifiée
ET2	3,06	4	0,877	0,595	0,17	30,6	Vérifiée
ET3	3,06	4	1	0,4305	0,123	30,6	Vérifiée
ET4	3,06	4	1,04	0,14	0,04	30,6	Vérifiée
ET5	3,06	4	1,008	-0,112	-0,032	30,6	Vérifiée
ET6	3,06	4	0,925	-0,2905	-0,083	30,6	Vérifiée
ET7	3,06	4	0,815	-0,385	-0,11	30,6	Vérifiée
ET8	3,06	4	0,713	-0,357	-0,102	30,6	Vérifiée

✱ **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ**

L'effet P- Δ (P-delta) représente la tendance au renversement de la construction.

Son aggravation sollicite particulièrement et de façon croissante les éléments porteurs périphériques.

D'après l'article 5.9 du RPA99/2003, L'effet P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau IV . 10.Vérification de l'effet P- Δ sens X

Pk	hk	VX	Δx	θx	$\theta x \leq 0,1$
35543,31	4,08	2855,28	0,305	0,0093	oui
30170,37	3,06	2756,3	0,353	0,0126	oui
25885,92	3,06	2610,5	0,169	0,0055	oui
21601,47	3,06	2410,06	0,121	0,0035	oui
17567,94	3,06	2146,3	0,041	0,0011	oui
13534,41	3,06	1813,93	-0,014	-0,0003	oui
9547,93	3,06	1403,55	-0,064	-0,0014	oui
5561,45	3,06	913,48	-0,086	-0,0017	oui
1622,01	3,06	276,75	-0,086	-0,0016	oui

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1.Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux, à l'aide du Logiciel SOCOTEC.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles

V.2.Hypothèses

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;

Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.

La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

V.3. Section minimales et maximales

Selon RPA 99 ver 2003 Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Sections minimales et maximales

Élément	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poteaux	0.9%	3.0%	6,0%
Poutres	0.5%	4.0%	6,0%
Voiles	0.2%	/	/

V.3.1. Diamètre des barres

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles [2], ce qui nous donne un diamètre maximal de 20mm.

D'après RPA 99 ver 2003 Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12mm pour les poteaux et les poutres et de 10mm pour les voiles .

V.4. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression, et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime ($E.L.U$) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau V.2 : Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

V.4.1. Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique IIb, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$*0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$*0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de $12mm$.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $20cm$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.4.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93

a.1. ELU: Situation durable $1,35G+1,5Q$

a.2. ELS: Situation durable $G+Q$

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle..... $G+Q+E$

..... $0,8G+E$

Avec:

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$).

2- Le moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie

Correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

Situation accidentelle

- **Combinaison : G+Q±E**

a- (N^{\max} , M^{corr})

Tableau V.3: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

ETAGE	section	Mcorr	Nmax	AS		
				SUPER	INFUR	min(RPA)
s-sol,RDC	60x60	203,13	1487,99	0	0	32,66
1 ^{ere} , 2 ^{eme}	40x50	94,04	1217,56	0	0	24,12
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	30x40	76,57	854,29	0	0	16,08
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	30x35	45,83	513,61	0	0	12,24
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30x30	22,3	189,29	0	0	12,24

b- (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

ETAGE	Section	Mmax	Ncorr	AS		
				SUPER	INFUR	min(RPA)
RDC	60x60	66,71	1487,99	0	0	32,66
1 ^{ere} , 2 ^{eme}	40x50	177,104	2217,06	0	0	24,12
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	30x40	192,518	1464,8	0	0	16,08
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	30x35	169,217	178,67	0	10,46	12,24
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30x30	134,898	113,44	0	10,28	12,24

- **Combinaison : 0,8G±E**

a- (N^{\max} , M^{corr})

Tableau V.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

ETAGE	section	Mcorr	Nmax	AS		
				SUPER	INFUR	min(RPA)
s-sol,RDC	60x60	4,31	-1,46	0	0,2	32,66
1 ^{ere} , 2 ^{eme}	40x50	31,73	4,46	0	1,28	24,12
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	30x40	38,93	55,89	0	1,57	16,08
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	30x35	25,22	48,61	0	1,09	12,24
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30x30	8,15	15,67	0	0,43	12,24

b- ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)**Tableau V.6 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

ETAGE	Section	Mmax	Ncorr	AS		
				SUPER	INFUR	min(RPA)
s-sol,RDC	60x60	48,29	-1,46	0	0	32,66
1 ^{ere} , 2 ^{eme}	40x50	168,73	-14,79	0	0	24,12
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	30x40	182,55	-25,85	0	0	16,08
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	30x35	157,24	31,82	0	8,39	12,24
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30x30	113,61	43,29	0	9,06	12,24

Situation durable

- Combinaison 1,35G+1,5Q

a- ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)**Tableau V.7 :** Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

ETAGE	section	Mcorr	Nmax	AS		
				SUPER	INFUR	min(RPA)
s-sol,RDC	60x60	4,26	-193,72	0	0	32,66
1 ^{ere} , 2 ^{eme}	40x50	5,80	1630,34	0	0	24,12
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	30x40	5,43	1150,92	0	0	16,08
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	30x35	7,96	694,71	0	0	12,24
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30x30	11,135	250,50	0	0	12,24

b- (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr})

ETAGE	Section	Mmax	Ncorr	AS		
				SUPER	INFUR	min(RPA)
RDC	60x60	80,91	-163,72	0	0	32,66
1 ^{ere} , 2 ^{eme}	40x50	84,63	-701,81	0	0	24,12
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	30x40	95,93	-474,34	0	0	16,08
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	30x35	99,6	-291,21	0	3,23	12,24
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30x30	89,37	-163,1	0	5,25	12,24

V.4.3 Choix des armatures

Tableau V.9: Choix des armatures des poteaux

Etage	Section	As'	As	As ^{min}	As ^{max}	As ^{max}	choix	As ^{adop}
		(cm2)	(cm2)	(cm2)	(Z-C)	(Z-R)		(cm2)
RDC	60x60	0	0	32,66	108	216	4T20+10T16	33,19
1 ^{ere} , 2 ^{eme}	40x50	0	0	24,12	90,75	181,5	12T16	28,66
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	30x40	0	0	16,08	75	150	8T16	24,39
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	30x35	0	10,46	12,24	60,75	121,5	8T14	20,37
7 ^{eme} , 8 ^{eme}	30x30	0	10,28	12,24	48	96	8T14	17,1

V.4.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

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

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max\left(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}}\right)\right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers *H.A*

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201,63\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Combinaison : G+Q**

- a- ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.10 : Vérifications des contraintes pour les poteaux

Niveau	Section	Mser (KN.m)	Nser (KN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_s^- (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	vérification
RDC	60x60	451,15	1,61	S,E,C	94,9	201,63	6.88	15	vérifier
1.2^{eme}	40x50	392,19	1,79	S,E,C	83,2	201,63	7.37	15	vérifier
3.4^{eme}	30x40	276,53	1,60	S,E,C	73,2	201,63	7.09	15	vérifier
5.6^{eme}	30x35	162,64	2,30	S,E,C	74,2	201,63	6.64	15	vérifier
7.8^{eme}	30x30	50,86	2,42	S,E,C	70,3	201,63	5.89	15	vérifier

- b- ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau V.11: Vérifications des contraintes pour les poteaux

Niveau	Section	Mser (KN.m)	Nser (KN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_s^- (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	vérification
RDC	60x60	58,125	-265,99	S,E,C	94,9	201,63	4	15	vérifier
1.2^{eme}	40x50	61,45	-514,15	S,E,C	83,2	201,63	5	15	vérifier
3.4^{eme}	30x40	69,638	-347,32	S.P.C	73,2	201,63	4,2	15	vérifier
5.6^{eme}	30x35	70,425	-293,87	S.P.C	74,2	201,63	5,4	15	vérifier

7.8 ^{eme}	30x30	64,864	-119,63	S.P.C	70,3	201,6	5.1	15	vérifier
--------------------	-------	--------	---------	-------	------	-------	-----	----	----------

3

V.4.5 Vérification de l'effort tranchant

a- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ [3]}$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le CBA 93 :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élançement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élançement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Section	Tu (KN)	τ_u (MPA)	λ	ρ_d	τ_u -RPA	τ_u -BAEL	vérification
						(MPA)	(MPA)	
RDC	60x60	24,85	0,07	16,48	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
1	40x50	30,45	0,1	16,44	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
2	40x50	32,1	0,117	16,44	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
3	30x40	34,01	0,13	18,09	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
4	30x40	40,48	0,17	18,09	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
5	30x35	34,39	0,18	20,09	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
6	30x35	42,18	0,23	20,09	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
7	30x30	34,47	0,24	22,61	0,075	1,875	2,5	Vérifiée
8	30x30	38,4	0,25	22,61	0,075	1,875	2,5	Vérifiée

V.4.6. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

* Selon le **RPA99 version 2003** :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm})$ en zone I et II

$S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone IIb).

$t' \leq 15 \phi_l$ en zone I et II

$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right)$Zone courante (zone IIb).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.13 :Espacements maximales selon RPA99

Niveau	Section	barres	ϕ_l (mm)	St (mm)	
				Z . N	Z . C
RDC	60x60	4T20+10T16	16	10	15
1 et 2^{eme}	40x50	12T16	16	10	15
3 et 4^{eme}	30x40	8T16	16	10	15
5 et 6^{eme}	30x35	8T14	14	10	15
7 et 8^{eme}	30x30	8T14	14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveau	Section	Lf	Δg	ρ_a	Tu^{max} (KN)	Zone	St (mm)	At^{cal} (cm ²)	choix	As^{ado} (cm ²)
RDC	60*60	2,856	4,76	3,75	24,85	N	10	0,57	4T10	3,14
						C	15	0,85	4T10	3,14
1 et 2^{eme}	40*50	2,611	4,74	3,75	32,1	N	10	0,8	4T10	3,14
						C	15	1,21	4T10	3,14
3 et 4^{eme}	30*40	2,611	5,22	3,75	40,48	N	10	1,01	4T10	3,14
						C	15	1,52	4T10	3,14
5 et 6^{eme}	30*355	2,611	5,8	3,75	42,18	N	10	1,06	4T10	3,14
						C	15	1,59	4T10	3,14
7 et 8^{eme}	30*30	2,611	6,52	3,75	38,4	N	10	0,96	4T10	3,14
						C	15	1,44	4T10	3,14

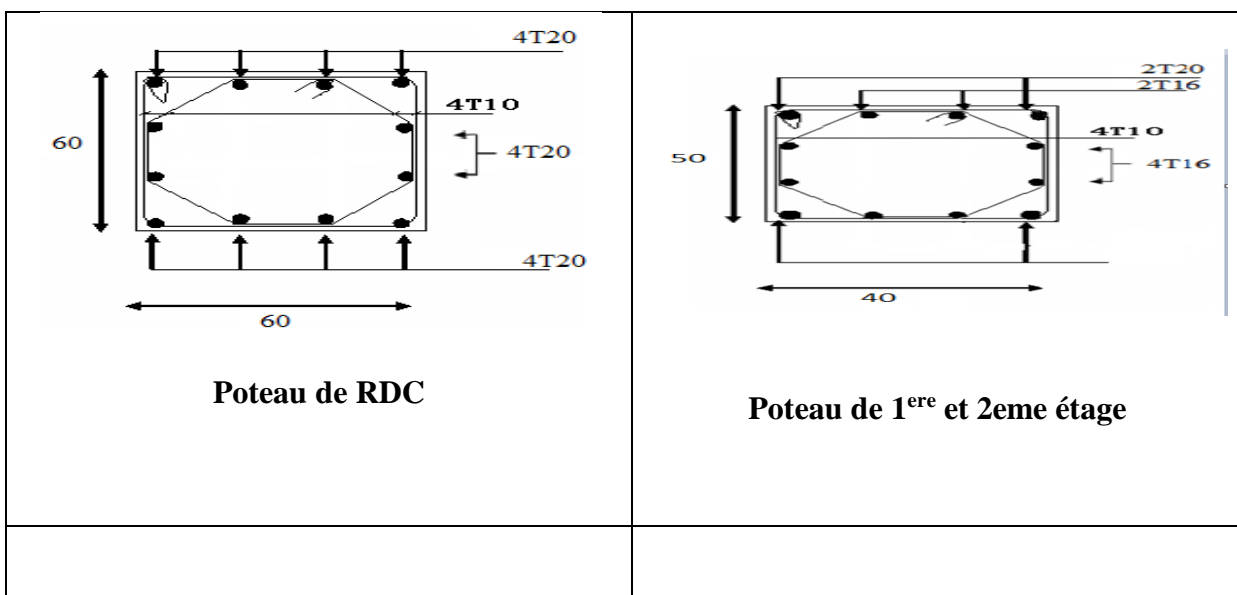
V.4.7. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

$Lr=40\phi l$ en zone IIb, est regroupé dans le tableau suivant

Tableau V.15 : La longueur de recouvrement

Les barres	12	14	16	20
Le choix (mm)	480	560	640	800



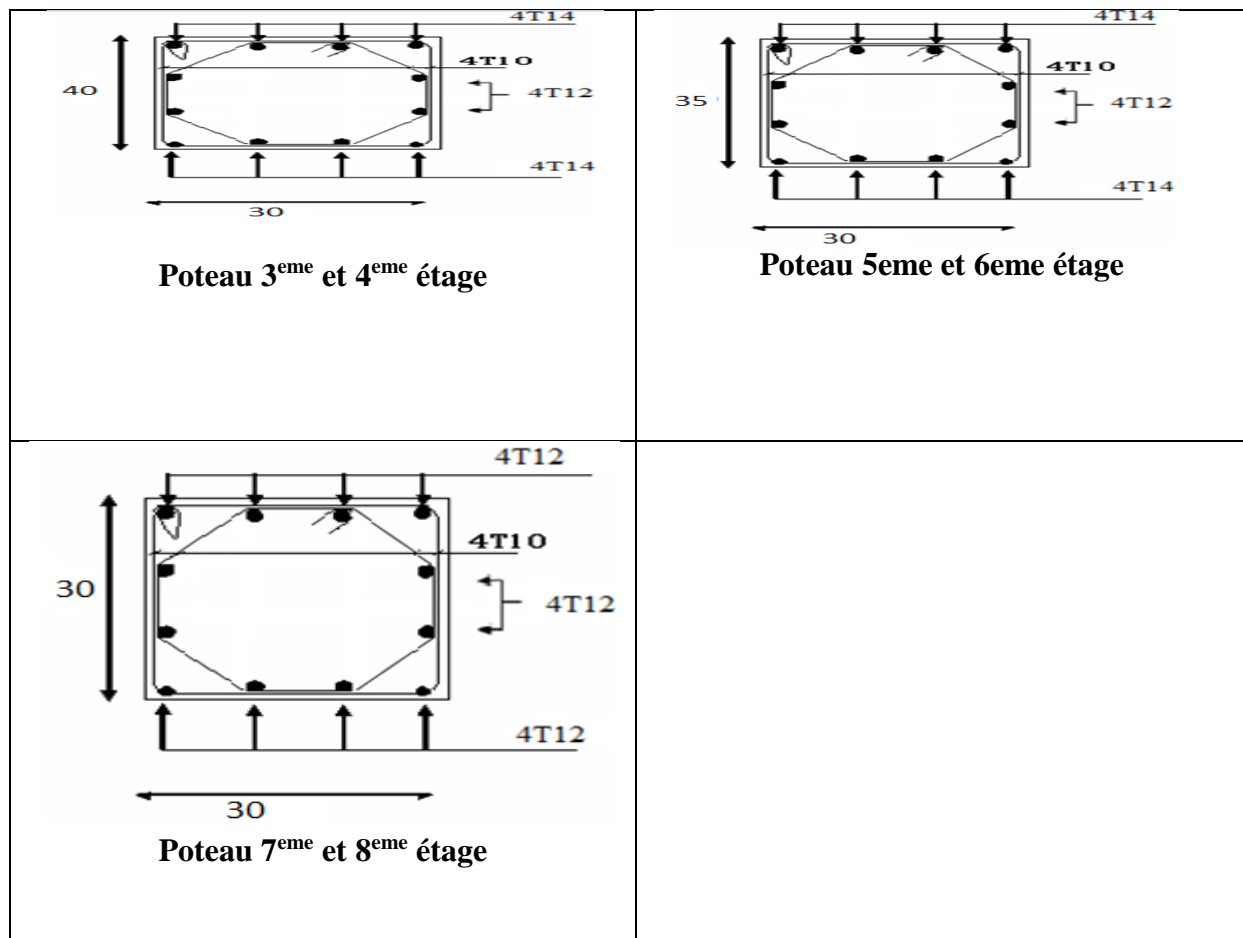


Figure V.1 : Ferrailage des poteaux.

V.5.Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne coulés, qui permet l'acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul ETABS, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le RPA99/version 2003 et le BAEL 91.

1. Situation durable ELU :1, 35G+1,5Q.
2. Situation accidentelle :G+Q+E_x
3. Situation accidentelle :G+Q+E_y

Les poutres sont étudiées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments

fléchissant et des efforts tranchants.

Poutres principales (30x45) cm².

Poutres secondaires (30x40) cm².

Pour le ferrailage on doit respecter les pourcentages d'acier donnés par RPA99/version 2003 en zone IIb.

V.5.1.Recommandations selon RPA99 version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de 50Ø en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

V.5.2 .Calcul de ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur.
- Sens non porteur.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1-Sens porteur

a. Situation durable

- **Combinaison 1.35G+1.5Q**

Tableau V.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Niveau	Section	Position	M ^{max} (Kn.m)	As (cm ²)	As'(cm ²)
RDC	30 x 45	Travée	81.404	5.92	0
		Appui	-162.234	12.73	0
1,2 et 3^{ème}	30 x 45	Travée	59.54	4.26	0
		Appui	-126.269	9.56	0
4,5 et 6^{ème}	30 x 45	Travée	72.849	5.26	0
		Appui	-196.828	16.06	0
7,8 et 9^{ème}	30 x 45	Travée	97.595	7.2	0
		Appui	-215.287	17.98	0

b. Situation accidentelle : G+Q+Ex**Tableau V.17 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)**

Niveau	Section	Position	M^{\max} (Kn.m)	As(cm ²)	As'(cm ²)
RDC	30 x 45	Travée	59.54	3.66	0
		Appui	-128.288	8.24	0
1,2 et 3^{ème}	30 x 45	Travée	77.64	4.83	0
		Appui	-220.288	15.14	0
4,5 et 6^{ème}	30 x 45	Travée	97.576	6.14	0
		Appui	-262.734	18.74	0
7,8 et 9^{ème}	30 x 45	Travée	94.314	5.92	0
		Appui	-267.786	18.83	0

b. Situation accidentelle : G+Q+E_y**Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)**

Niveau	Section	Position	M^{\max} (Kn.m)	As(cm ²)	As'(cm ²)
RDC	30 x 45	Travée	59.54	3.66	0
		Appui	-119.535	7.63	0
1,2 et 3^{ème}	30 x 45	Travée	53.893	3.3	0
		Appui	165.86	10.93	0
4,5 et 6^{ème}	30 x 45	Travée	63.489	3.91	0
		Appui	-200.99	13.9	0
7,8 et 9^{ème}	30 x 45	Travée	75.689	.4.7	0
		Appui	-210.884	14.38	0

V.5.3. Choix des armatures**1- Sens porteur****Tableau V.19: Choix des armatures pour les poutres principal**

Niveau	Section	Position	As ^{max} Z.C	As ^{max} Z.R	As ^{min} RPA	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)
RDC	30 x 45	Travée	54	81	6.75	5.92	3T16	6.03
		Appui				12.73	3T16+3T20	15.45
1,2 et 3^{ème}	30 x 45	Travée	54	81	6.75	4.83	3T16	6.03
		Appui				15.14	3T16+3T20	15.45
4,5 et 6^{ème}	30 x 45	Travée	54	81	6.75	6.14	3T20	9.42
		Appui				18.74	3T20+3T20	18.84
7,8 et 9^{ème}	30 x 45	Travée	54	81	6.75	7.2	3T20	9.42
		Appui				18.83	3T20+3T20	18.84

2-Sens non porteur**a. Situation durable**

- **Combinaison 1.35G+1.5Q**

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Niveau	Section	Position	M ^{max} (Kn.m)	As(cm ²)	As'(cm ²)
RDC	30 x 40	Travée	5.685	0.44	0
		Appui	-16.583	1.29	0
1,2 et 3^{ème}	30 x 40	Travée	17.801	1.41	0
		Appui	-31.973	2.56	0
4,5 et 6^{ème}	30 x 40	Travée	29.881	2.39	0
		Appui	-44.33	3.59	0
7,8 et 9^{ème}	30 x 40	Travée	32.857	2.63	0
		Appui	-47.742	3.86	0

b. Situation accidentelle : G+Q+Ex**Tableau V.21**:Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Niveau	Section	Position	M ^{max} (Kn.m)	As(cm ²)	As'(cm ²)
RDC	30 x 40	Travée	6.544	0.44	0
		Appui	-15.417	1.05	0
1,2 et 3^{ème}	30 x 40	Travée	31.643	2.19	0
		Appui	-42.319	2.96	0
4,5 et 6^{ème}	30 x 40	Travée	44.483	3.1	0
		Appui	-56.929	4.01	0
7,8 et 9^{ème}	30 x 40	Travée	46.822	3.27	0
		Appui	-60.673	4.28	0

b.Situation accidentelle : G+Q+E_y**Tableau V.22** :Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Niveau	Section	Position	M ^{max} (Kn.m)	As(cm ²)	As'(cm ²)
RDC	30 x 40	Travée	15.797	1.08	0
		Appui	-26.732	1.84	0
1,2 et 3^{ème}	30 x 40	Travée	82.568	5.93	0
		Appui	-95.109	6.9	0
4,5 et 6^{ème}	30 x 40	Travée	102.676	7.5	0
		Appui	-118.458	8.78	0
7,8 et 9^{ème}	30 x 40	Travée	100.133	7.3	0
		Appui	-177.879	8.73	0

V.5.4 Choix des armatures

2- Sens non porteur

Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveau	Section	Position	A_s^{\max} Z.C	A_s^{\max} Z.R	A_s^{\min} RPA	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	30 x 40	Travée	48	72	5.25	1.08	3T14+3T12	8.01
		Appui				1.84	3T14+3T12	8.01
1,2 et 3^{ème}	30 x 40	Travée	48	72	5.25	5.93	3T14+3T12	8.01
		Appui				6.9	3T14+3T12	8.01
4,5 et 6^{ème}	30 x 40	Travée	48	72	5.25	7.5	3T14+3T12	8.01
		Appui				8.78	3T14+3T14	9.24
7,8 et 9^{ème}	30 x 40	Travée	48	72	5.25	7.3	3T14+3T12	8.01
		Appui				8.73	3T14+3T14	9.24

V.5.5. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau V.24 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(\text{min})}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x45	7.7	1,46	Vérifiée
30x40	4.52	1,30	Vérifiée

V.5.6 .Vérification vis-à-vis de L'ELS

Le règlement CBA93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta l = \alpha l_0 \Delta t \dots \dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta l}{l_0} \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots(3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E . \zeta \dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E . \alpha . \Delta T \dots\dots(5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température (ΔT=20c°).

α : Coefficient de dilatation thermique (α=10-5) l0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E=32164,20MPa)

Donc :

$$\sigma = 32164,20 . 10^{-5} . 20 = 6,43 \text{MPa}$$

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \sigma < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma < \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \end{cases}$$

1- Sens porteur

- **Combinaison G+Q**

Tableau V.25: Vérification des poutres principales

Niveau	Section	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
RDC	30 x 45	Travée	58.486	9.48	15	159,8	240	Oui
		Appui	116.56	9.59		180,2		

1,2 et 3 ^{ème}	30 x 45	Travée	53.019	4.11	15	134,8	240	Oui
		Appui	118.67	9.2		188,2		
4,5 et 6 ^{ème}	30 x 45	Travée	52.878	4.1	15	147,3	240	Oui
		Appui	144.39	11.2		199,3		
7,8 et 9 ^{ème}	30 x 45	Travée	71.3	4.55	15	141,6	240	Oui
		Appui	156.39	9.97		190,6		

2-Sens non porteur (30x40)

- Combinaison G+Q

Tableau V.26: Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveau	Section	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
RDC	30 x 40	Travée	4.167	0.66	15	27,5	201,63	Oui
		Appui	12.173	1.92		61,4		
1,2 et 3 ^{ème}	30 x 40	Travée	12.814	1.51	15	67,4	201,63	Oui
		Appui	23.31	2.75		68,2		
4,5 et 6 ^{ème}	30 x 40	Travée	32.296	2.46	15	100,2	201,63	Oui
		Appui	21.545	3.69		98,2		
7,8 et 9 ^{ème}	30 x 40	Travée	23.767	2.72	15	115,9	201,63	Oui
		Appui	34.861	3.99		120,9		

V.5.7. vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable)

Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC	30x45	130.69	0.96	2,5	OK
	30x40	19.52	0.15	2,5	OK
1,2 et 3 ^{ème}	30x45	117.15	0.86	2,5	OK
	30x40	14.75	0.12	2,5	OK

4,5 et 6 ^{ème}	30x45	125.66	0.93	2,5	OK
	30x40	18.55	0.15	2,5	OK
7,8 ^{ème}	30x45	130.8	0.96	2,5	OK
	30x40	19.52	0.16	2,5	OK

a. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400MPa$).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,00\text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.28: Calcul des armatures transversales

Sens	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	130.8	0.96	36,45	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
Non porteur	19.52	0.16	28,35	8,75	17,5	8	15	1,35	4T8

V.5.8 .Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 50\phi$ (zone IIb).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 60\text{cm}$

V.5.9 : Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \text{Armatures supérieures : } h' \geq \\ \frac{L^{MAX}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec :

$$L = \max(L_{gauche} ; L_{droite})$$

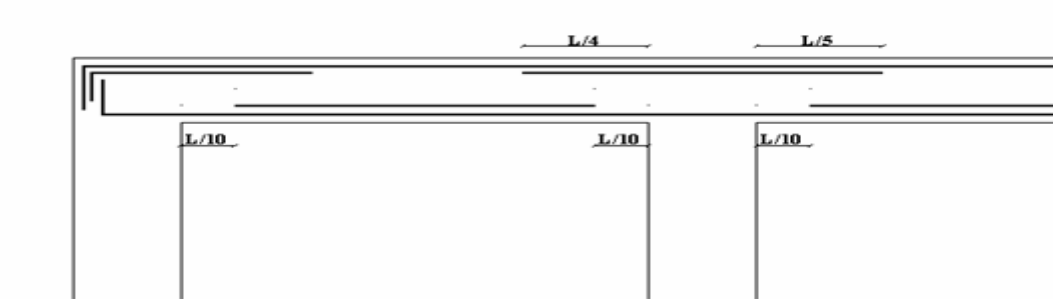


Figure V.2 : Arrêt des barres.

V.5.10. Vérification de la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : Poutre porteuse : $\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,1\text{cm}$ ($L = 6,00\text{m} > 5\text{m}$)

Poutre secondaire : $\bar{f}_2 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 5,9\text{cm}$ ($L = 5,4\text{m} > 5\text{m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 »:

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

-Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad , \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.29 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

	M_{ser} Kn :m	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
Poutre Porteuse	71.3	7,70	23,9	0,0063	228.63	3.33	1.33	0.4	198707,5	93729,9	129704,63
Poutre non Porteuse	32.92	4.52	39.7	0.0042	202.31	3.39	2.38	0.5	436271,8	178070,1	478893,3

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MP$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

-Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 4,40mm \quad (L = 5,00m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 4.9mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 0.5mm \langle \bar{f} = 10.1mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse):

$$f_{i2} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 1,57mm \quad (L = 4,80m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

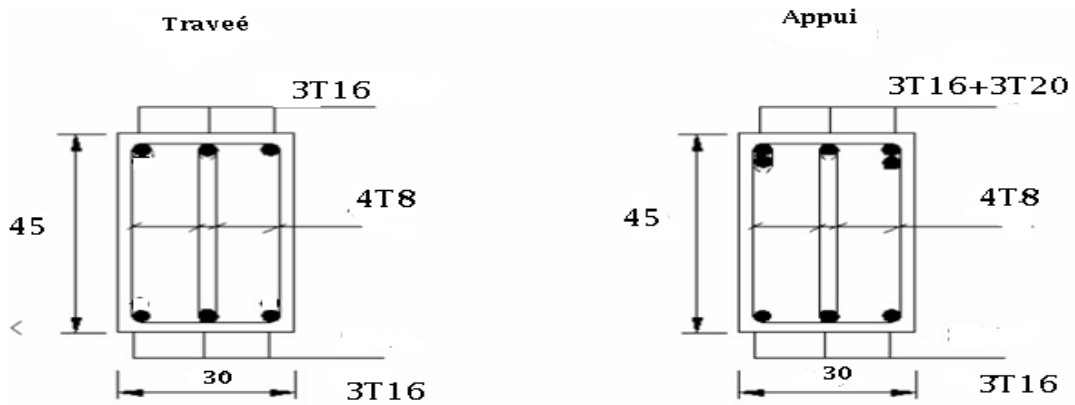
$$f_{v2} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 3,52mm$$

$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 1,95mm \langle \bar{f} = 6,2mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

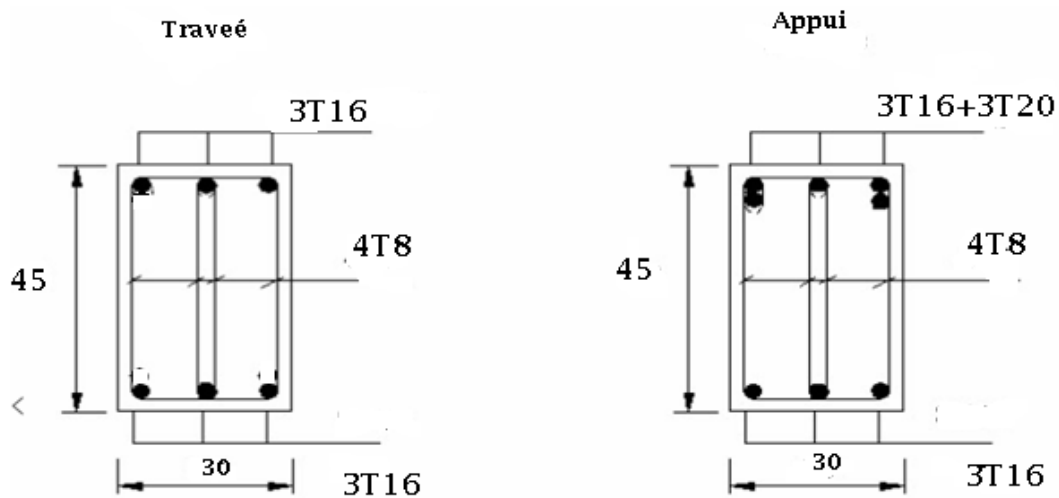
Tableau V.30 : récapitulatif Vérification de la flèche.

Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	f^- (mm)	Observation
30x45	10,33	4,80	5,53	10,1	Vérifier
30x40	3,52	1,57	1,95	5,9	Vérifier

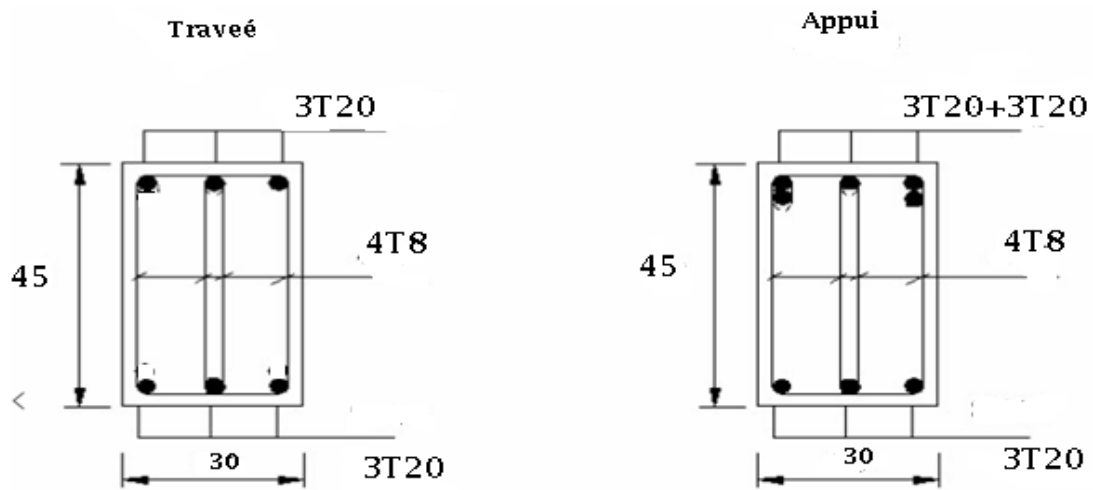
les poutres porteuses:



RDC



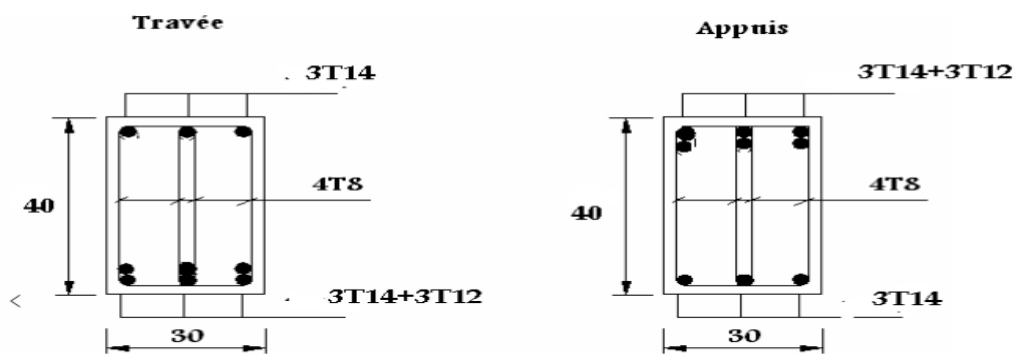
1^{ère} à 3^{ème} étage



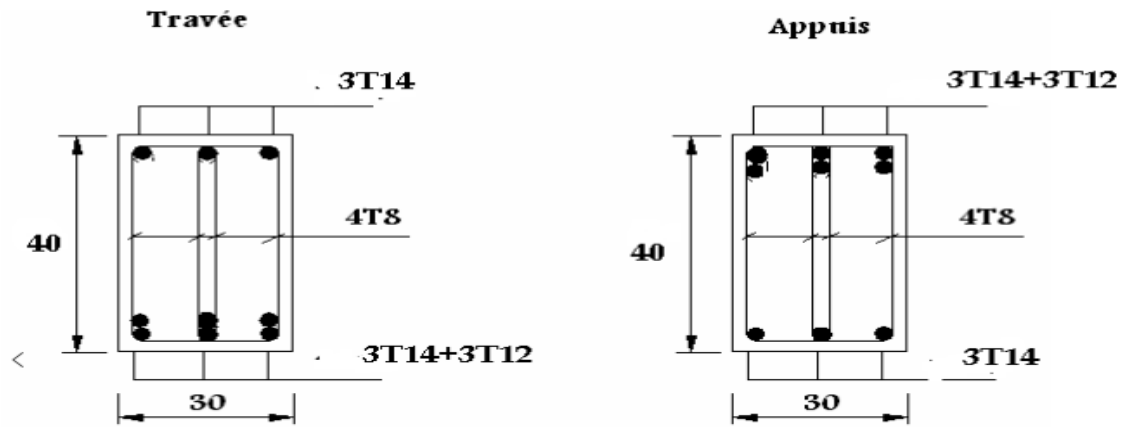
4^{ème}, 8^{ème} étage

Figure V.3: Ferraillage des poutres porteuses.

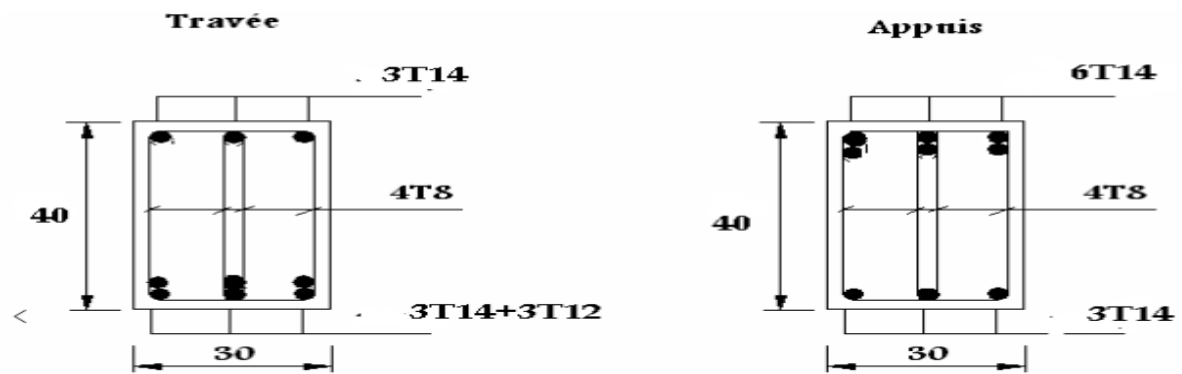
les poutres non porteuses :



RDC



1^{ère} à 6^{ème} étage



7^{ème}, 8^{ème} étage

Figure V.4 : Ferraillage des poutres non porteuses.

V.6 Ferrailage des voiles

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003

V.6.1 Méthode de ferrailage des voiles

V.6.1.1 Calcul des voiles par la méthode des contraintes

V.6.1.1.1 Introduction

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.6.1.1.2 Méthode simplifiée basée sur les contraintes:(calcul des aciers verticaux)

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée. Les contraintes normales engendrées (S_{22}) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - Zone comprimée :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ compression

2 - Zone tendue :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_t}{(e \times l_m)} \rightarrow F_t = \sigma_m * (e * l_m)$$

Avec :

F_t : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$A_s = \frac{F_t}{f_e} \dots\dots\dots (1)$$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments WALL (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.
Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

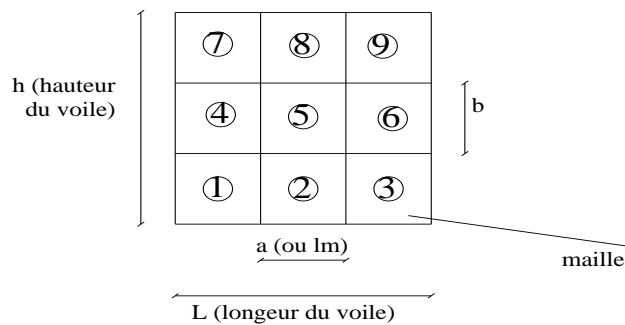


Figure V.1 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

V.6.1.1.3 Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003)

❖ Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



Figure V.5 : Dispositions des armatures verticales dans les voiles .

❖ Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ Règles communes

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

➤ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40 ϕ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20 ϕ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers

de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

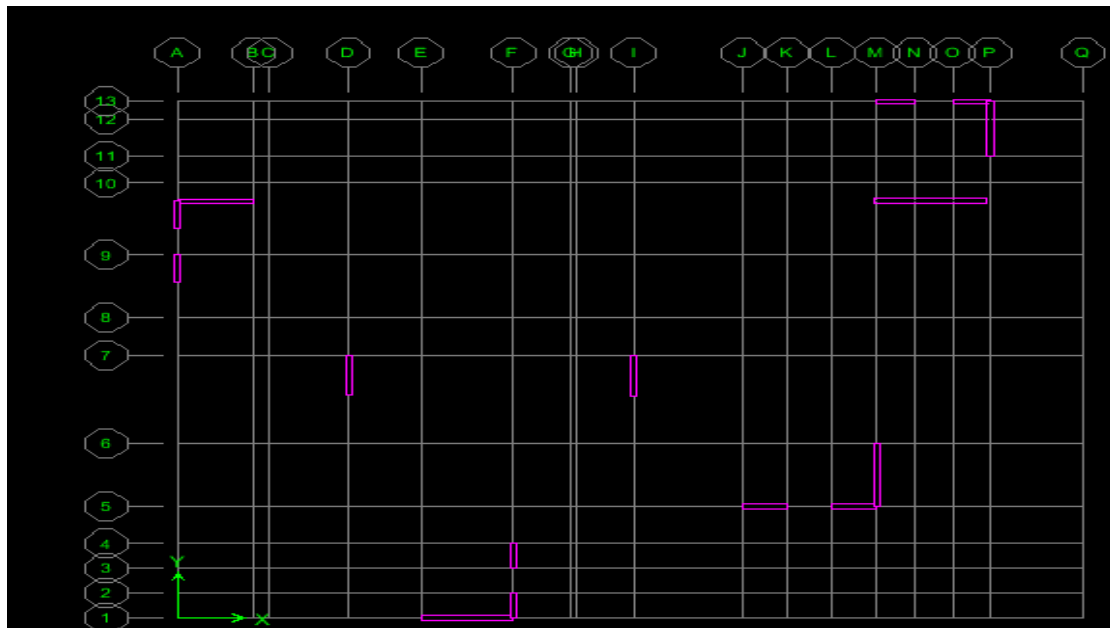


Figure V.6 : Disposition des voiles à étudier.

V.6.2 . Exemple de calcul : Soit le voile (VX1)

$L = 4,3$ m (longueur)

$a = 0,20$ m (épaisseur)

$h_e = 3,06$ m (hauteur d'étage)

Le voile est découpé en 5 mailles horizontales de même longueur $L^i = 1.08$ m et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

- **Contraintes limites de compression:**

La hauteur d'étage est de 4,08 m d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m} \quad (0,45 \text{ m : hauteur de la poutre})$$

Tableau V.31 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple

	Unit	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	M	$2,61 \times 0,85 = 3,08$	$0,8 \times 2,61 = 2,90$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 53,34$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 50,23$
Coefficient α	/	0,398	0,594
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1,08$ m	m ²	$(a-0,02) \cdot 0,96 = (0,20-0,02) \cdot 0,96 = 0,172$ m ²	$(a-0,02) \cdot 0,96 = (0,20-0,02) \cdot 0,96 = 0,172$ m ²
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 0,96$ m	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,398}{0,96} \left[\frac{0,172 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,2} \right]$ $\sigma_{bna} = 8,61$ MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0,594}{0,2 \times 0,96} \left(\frac{0,172 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 13,09$ MPa

Remarque:

$\sigma_{ba} = 13,09$ MPa correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,20 \times 1,08) \text{ m}^2$ (section de béton)

$A_s = 2,16 \text{ cm}^2 = 2,16 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

- **Armatures de traction**

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'inter face graphique ; il s'agit des contraintes S_{22} que nous avons noté dans la suite $\sigma_j(j$: pour le numéro de la maille).

- **Armatures horizontales**

$$A_{n1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad \bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12} S_{t \text{ min}} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{n2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{\text{section d'acier vertical de la maille la plus armée}\}$$

$$A_{\text{min}} = (15\%) a l$$

Tableau V.32: Calcul des armatures verticales de l'exemple(VX1)

Maille	1	2	3	4	5
$L_i=0.96$ m					
Dimensions (m ²) ($a \cdot l^i$) = S_j	0,192	0,192	0,192	0,192	0,192
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	2	1.4	1	0.8	0.97
Force de traction F_t (MN) = $\sigma_j S_j$	0.384	0.268	0.192	0.15	0.19
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$	9.6	6.72	4.8	3.84	4.75
(situation accidentelle $\gamma_s=1$)					
Aciers minim aux (cm ²)	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92
1. Selon BAEL: 0,1% $S_{\text{béton}}$	3,84	3,84	3,84	3,84	3,84
2. Selon RPA99: 0,2 % $S_{\text{béton}}$					
Acier total (sur deux faces en cm ²)	2*7HA10 = 11	2*6HA10 = 9.42	2*6HA10 = 9.42	2*6HA10 = 9.42	2*6HA10 = 9.42
S_i : espacement (mm)	$S_i = \frac{108}{7} = 15.45$	$S_i = \frac{108}{6} = 18$	$S_i = \frac{108}{6} = 18$	$S_i = \frac{108}{6} = 18$	$S_i = \frac{108}{6} = 18$
$S \leq (1.5 a, 30\text{cm})$ $S \leq 30$ cm	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

V.6.2.1 Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié

Nota :

- Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent aux combinaisons des charges 0,8 G + E et G+Q+E.
- Dans ce qui suit on a :

e : désigne l'épaisseur du voile

l_m : la longueur de chaque maille

$$\sigma_{\text{moy}} = S_{22} \text{ (lu au milieu de la maille)}$$

$$S_i = l_m * e$$

Tel que

Si $\sigma > 0$	→	compression	}	d'après le logiciel ETABS.
Si $\sigma < 0$	→	traction		

❖ Armatures verticales de traction

Les voiles de sense (x-x)

Voile VX2 : $e = 20 \text{ cm}$; $l_m = 0.965 \text{ m}$; $L_{\text{voile}} = 2,7 \text{ m}$;

Tableau V.33 : Calcul des armatures du voile (VX2)

Hauteur (m)	Maille	S_i (m^2)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm^2)	As/B (%)	Le choix	A_s adopté (cm^2)
0,0 – 6,12	1	0.193	4	0,772	19,3	1	2*7T14	21.56
	2	0.193	3,9	0,7527	18,8175	0,975	2*7T14	21.56
6,12 – 12,24	1	0.193	4,1	0,7913	19,7825	1,025	2*7T14	21.56
	2	0.193	3.8	0,7334	18,335	0,95	2*7T14	21.56
12,24- 24,48	1	0.193	2	0,386	9,65	0,5	2*7T10	11
	2	0.193	1,9	0,3667	9,1675	0,475	2*6T10	9.43
	2	0.193	0.5	0,0965	2,4125	0,125	2*6T10	9.43

Voile VX3.VX4.VX5 : $e = 20 \text{ cm}$; $l_m = 1.08 \text{ m}$; $L_{\text{voile}} = 4,3 \text{ m}$;

Tableau V.34: Calcul des armatures du voile (VX3 .VX4.VX5)

Hauteur (m)	Maille	S_i (m^2)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm^2)	As/B (%)	Le choix	A_s adopté (cm^2)
0,0 – 6,12	1	0.216	7,2	1,728	38.8	1,8	2*7T20	44
	2	0.216	5,3	1,1448	28.62	1,325	2*8T16	32.16
	3	0.216	4,5	0.97	24.3	1,125	2*7T16	28.15
	4	0.216	5,3	1.14	28.62	1,325	2*8T16	32.16
	5	0.216	7,3	1.57	39.42	1,825	2*7T20	44
6,12-12,24	1	0.216	7,5	1.62	40.5	1,875	2*7T20	44
	2	0.216	4,8	1.036	25.92	1,2	2*7T16	28.15
	3	0.216	4	0,864	21.6	1	2*6T16	28
	4	0.216	5	1,08	27	1,25	2*8T16	32.16
	5	0.216	7,5	1,62	40.5	1,875	2*7T20	44
12,24-24,48	1	0.216	4,1	0.885	22.14	1,025	2*6T16	24.11
	2	0.216	2,9	0.62	15.66	0,725	2*6T14	18.48
	3	0.216	2,6	0.561	14.04	0,65	2*6T14	18.48
	4	0.216	3	0.648	16.2	0,75	2*6T14	21.56
	5	0.216	4,2	0.907	22.68	1,05	2*7T16	28.15
	2	0.216	1	0.216	5.4	0,25	2*6T10	9.43
	3	0.216	1,2	0.259	6.48	0,3	2*6T10	9.43
	4	0.216	1,2	0.259	6.48	0,3	2*6T10	9.43
	5	0.216	1,3	0.280	7.02	0,32	2*6T10	9.43

Voile VX6 : $e = 20 \text{ cm}$; $l_m = 0,965 \text{ m}$; $L_{\text{voile}} = 2,7 \text{ m}$;

Tableau V.35: Calcul des armatures du voile (VX6)

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	A_s adopté (cm ²)
0,0 – 8.16	1	0.193	3,7	0,7141	17,8525	0,925	2*6T14	18.48
	2	0.193	4,2	0,8106	20,265	1,05	2*7T14	21.56
8.16 - 19.38	1	0.193	3,4	0,6562	16,405	0,85	2*6T14	18.48
	2	0.193	4,1	0,7913	19,7825	1,025	2*7T14	21.56
19.38- 30.6	1	0.193	1,7	0,3281	8,2025	0,425	2*7T10	11
	2	0.193	2,6	0,5018	12,545	0,65	2*7T10	11
30.6 – 38.08	1	0.193	0,6	0,1158	2,895	0,15	2*6T10	9.43
	2	0.193	0,5	0,0965	2,4125	0,125	2*6T10	9.43

Voile VX7 : $e = 20$ cm ; $l_m = 0.96$ m ; $L_{voile} = 4.08$ m ;

V.6.3 Exemple sur le ferrailage des voiles

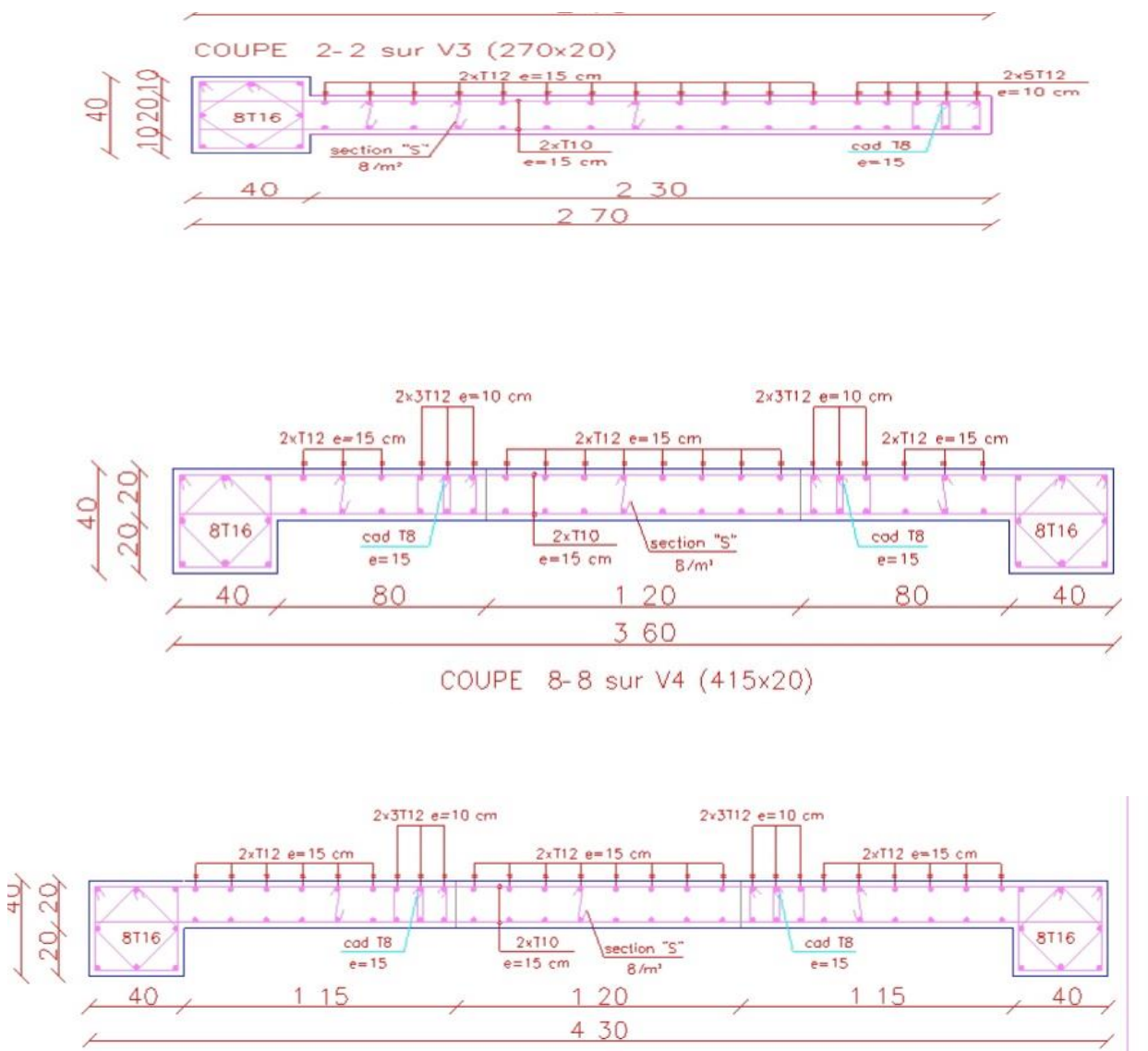


Figure V.7:Exemple sur le ferrailage des voiles.

Chapitre VI

Etude des fondations

Chapitre VI: Etude des Fondations

VI.1 Introduction

Les fondations sont la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise, leur rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure, cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure. Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La distance entre axes des poteaux.
- La facilité de réalisation.

VI.2 Choix de type de fondation

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous conduits dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution primaire. D'après RPA 2003 (A.10.1.4.1), les fondations sont dimensionnées par les combinaisons d'actions suivantes : $-G + Q + E - 0.8 G + E$

On propose en premier lieu, de fonder notre ouvrage sur des semelles isolées, si la condition de résistance n'est pas vérifiée on passe au deuxième type qui est les semelles filantes, sinon on choisit un radier général. On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure

vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations. On doit vérifier la condition suivante :

$$\text{On doit vérifier la condition suivante : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol = 2 bars.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation à l'E.L.S.

VI.2.1 Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a = b donc A = B S = A² Avec : S = surface de la semelle. On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N = 3346.42 \text{ KN}$$

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{3346.42}{200} = 16.73 \text{ m}$$

$$A = 4,10 \text{ m}$$

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela,

Nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

Ss: section des semelles filantes

Sb: section du bâtiment

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{673.20}{1267.8} = 53\% > 50\%$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

VI.2.2 Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_s}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S_s = B \times L$ (section des semelles filantes)

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N = \sum N_i$$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

La surface totale des semelles est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.2.1 : Dimensions des semelles filantes

SENS	Axe	FILE	N (KN)	L (m)	B(m)	B choisie (m)	Ss
X-X	1		2914,57	38,4	0,37	0,5	14,57
	2		10261,77	38,4	1,33	1,5	51,3
	3		14501,11	38,4	1,88	2	72,5
	45		13895,19	38,4	1,8	2	69,47
	6		3141,8	6	2,6	2,8	15,7
	7		9191,62	38,4	1,19	1,2	45,95
	8		10500,94	38,4	1,36	1,4	52,5
	9		3057,82	38,4	0,39	0,5	15,28
Y-Y		A	2430,52	33	0,36	0,5	12,15
		B	9708,48	33	1,47	1,5	48,54
		C	10696,23	33	1,62	1,7	53,48
		D	9765,72	33	1,47	1,5	48,82
		E	1359,23	2	3,39	3,4	6,79
		F	10534,89	33	1,59	1,6	52,67
		G	10643,72	33	1,61	1,7	53,21
		H	9668,21	33	1,46	1,5	48,34
		I	2399,72	33	0,36	0,5	11,99

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines

Il faut vérifier la relation suivante :

$$2,5 \times B \leq L_{\min}$$

Avec L_{\min} représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

*Sens X-X : ($L_{\min} = 5,1$ m)

$$2,5 \times B = 2,5 \times 2,80 = 7,00 \text{ m} > L_{\min} = 5,10 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

*Sens Y-Y : ($L_{\min} = 5,40$ m)

$$2,5 \times B = 2,5 \times 3,40 = 8,50 \text{ m} > L_{\min} = 5,40 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles.

La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

VI.2.3 Radier générale

VI.2.3.1 Introduction

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles

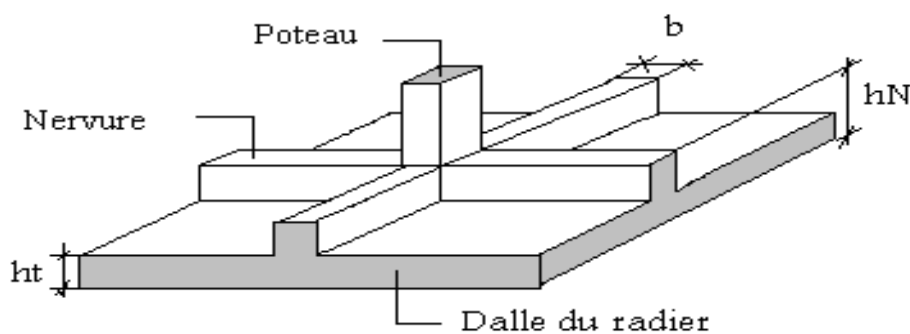


Figure VI.2.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.2.3.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 67464.82kN \\ \sigma_{sol} = 2,00bars \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 337.32 < S_b = 1267.2m^2$$

S_b : La surface du bâtiment

Donc la surface totale du radier est de $1267.2m^2$

VI.2.3.3 Pré dimensionnement de radier

1- Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. Condition forfaitaire[4]

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 6m \Rightarrow h_1 \geq 30cm$$

Alors

On prend : $h=40$ cm. pour l'épaisseur de la dalle

2- Nervure

1. La hauteur de nervure

a. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{n1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 6$ m

$$\Rightarrow 40cm < h_{n1} < 60cm \quad \text{On prend } h_{n1} = 60 \text{ cm}$$

b- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec

L_e : longueur élastique (m);

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen);

- $K=0,5$ [kg/cm³]...... pour un très mauvais sol.

- $K=4$ [kg/cm³]pour un sol de densité moyenne.
- $K=12$ [kg/cm³]..... pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E = 32164.919MPa$

b : largeur de radier par bande d'un mètre (b=1m).

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 6 m

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 0,92m$$

On prend : $h_{N2}=1m$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}) = \text{Max}(0,6 ; 1) m^2.$$

On prend : $h= 1 m$.

2. Largeur de la nervure

b. Condition de coffrage [4]

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{600}{10} = 60cm$$

Donc

$b = 60$ cmdans les deux sens (x-x et y-y)

Conclusion

$h_n = 100$ cm

$b = 60$ cm dans le sens x-x

$b = 60$ cm dans le sens y-y

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 40 \text{ cm}$

Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm sens } (x-x) \text{ et } b = 60 \text{ cm sens } (y-y) \end{cases}$

VI.2.3.4 Les vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

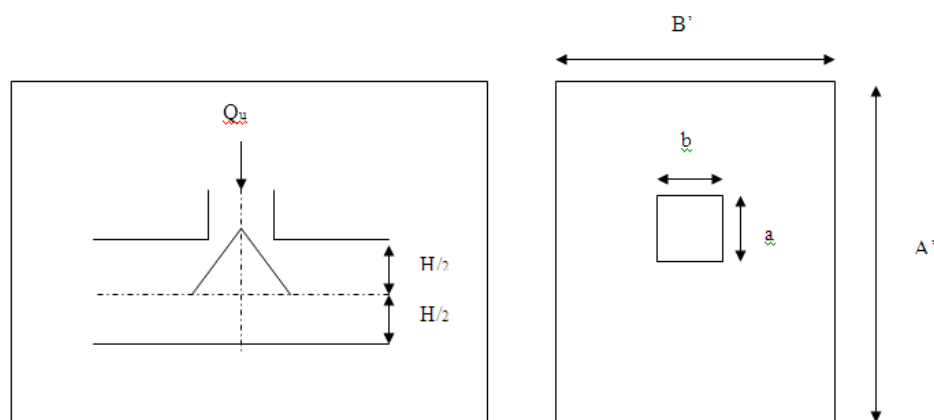


Figure VI.2.2 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2)** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 3346.42 \text{ kN}$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du RDC ($60 \times 60 \text{ cm}^2$).

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(60 + 60) + 2 \times 100] = 640 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 6400 \times 1000 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 4800 \text{ KN.}$$

$N_u = 3346.42 \text{ kN} < Q_u = 4800 \text{ KN}$la condition est vérifiée

b) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}.$$

➤ Suivant X-X

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{176658.536}{67464.82} = 2.61 \text{ m} < \frac{38.4}{4} = 9.6 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ Suivant Y-Y

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{186090.24}{67464.82} = 2.75 \text{ m} < \frac{33}{4} = 8.25 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

c) Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$b = 1 \text{ m}$ (une bande de 1 m de 6 m longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{92549.11}{1267.2} \times \frac{6}{2} \times 1 = 219.10 \text{ KN}$$

$N_u = N_u$ (superstructure)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{219.10}{1 \times 0,9 \times 1200} = 0.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

VI.2.3.5 Caractéristiques géométriques du radier**a) Position du centre de gravité**

$$x_G = 19.2\text{m}$$

$$y_G = 16.5\text{m}$$

b) Moments d'inertie

$$I_{xx} = 114988.4 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 155713.5 \text{ m}^4$$

VI.2.3.6 Calcul des contraintes

$$\sigma_{\text{sol}} = 2,0 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par:

$$\text{À l'ELS: } \sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{67464.82}{1267.2} = 53.23 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 53.23 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

a l'ELU:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_{\text{rev}}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_{\text{rev}}}{I_{xx}} Y_G$$

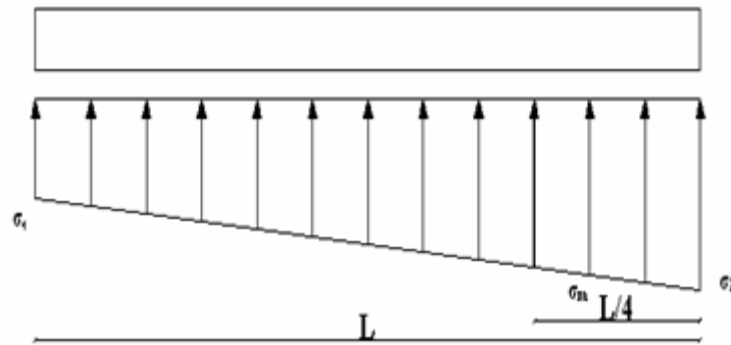


Figure VII.2.3 : Contraintes sous le radier .

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier. Contraintes sous le radier

$$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}[1]$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 92549.11 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 176658.53 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 186090.24 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.2.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	94.81	51.25	83.92
Sens y-y	100	46.33	86.53
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

a l'ELS :

$$N_{ser}=67464.82 \text{ kN} ; S = 1267.2 \text{ m}^2$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol}=200\text{kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.2.3 : Vérification des contraintes à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	75.02	31.45	64.12
Sens y-y	79.93	26.53	66.58
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (xx' _ yy') donc pas de risque de soulèvement

a. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

ELU:

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 86.58\text{kN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 66.58\text{kN/m}^2$$

VI.2.3.7 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier:**a .1. Détermination des efforts: [1]**

- 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:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive:**

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,85M_x$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$ (appui de rive).

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \quad (\text{autre appui}).$$

➤ **Panneau intermédiaire:**

- Moment en travée: $M_{tx} = 0,75M_x$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$ Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

a .2. Valeur de la pression sous radier:**ELU:**

$$q_u = \sigma_m'' \cdot 1m = 86.58kN/m$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 66.58kN/m$$

a .3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{5,4}{6} = 0,9 < 1,00 \Rightarrow$ la dalle

travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2.4 : Calcul des moments à l'ELU

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	5.4	6	0.9	0.044 8	0.778	86.58	113.1 0	98.32	88	66	56.55

a .4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2.5 : Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	5.4	6	0.9	0.05 29	0.84 6	66.58	102.7 0	77.02	86.8 8	65.16	51.35

a .5. Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple(organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$;

$h=40\text{ cm}$; $d=0,9h=36\text{ cm}$

Tableau VI.2.6 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier

	<i>Sens</i>	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	<i>Choix</i>	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	<i>x-x</i>	98.32	0.05	0.065	35.06	8.05	6T16	12.07	20
	<i>y-y</i>	66	0.03	0.045	35.35	5.36	6T14	9.24	20
Appui	<i>x-x</i>	56.55	0.03	0.038	35.44	4.58	6T14	9.24	20
	<i>y-y</i>								

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(180\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66\text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=20\text{ cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66\text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=20\text{ cm}$

a .6. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.52\text{cm}^2 < 9.24\text{ cm}^2$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.2.7 : Vérification des contraintes

	<i>Sens</i>	M_{ser} (<i>kNm</i>)	A_s (<i>cm</i> ²)	σ_{bc} (<i>MPa</i>)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (<i>MPa</i>)	σ_s (<i>MPa</i>)	$\bar{\sigma}_s$ (<i>MPa</i>)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	77.02	12.07	7,7	15	187,9	201,63	OK
	y-y	65.16	9.24	6,8	15	195,8	201,63	OK
Appuis	x-x	51.35	9.24	6,1	15	191,3	201,63	OK
	y-y							

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrillages.

Tableau VII.2.8 : Vérification des contraintes

	<i>Sens</i>	M_{ser} (<i>kNm</i>)	A_s (<i>cm</i> ²)	σ_{bc} (<i>MPa</i>)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (<i>MPa</i>)	σ_s (<i>MPa</i>)	$\bar{\sigma}_s$ (<i>MPa</i>)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	77.02	28,29	7,7	15	187,9	201,63	OK
	y-y	65.16	22,0	6,8	15	195,8	201,63	OK
Appuis	x-x	51.35	18,1	6,1	15	191,3	201,63	OK
	y-y							

VI.2.3.8 Ferrillage des nervures :**b .1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire(BAEL91 modifier 99[1]).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_t=0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures

$b=60 \text{ cm}$; $h=100 \text{ cm}$; $d=90 \text{ cm}$

- **Sens (x-x) :**

$L=5.4 \text{ m}$; $P=86.58 \text{ kN/ml}$; $M_0 = 315.58 \text{ kNm}$

Tableau VI.2.9 : Ferrailage des nervures suivant x-x

	$M_u(kNm)$	μ	A	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	268.24	0.038	0.25	81	9.51	6T16	12,07
Appuis	157.79	0.022	0.02	107.13	4.23	6T14	9,24

- **Sens (y-y) :**

$L= 6 \text{ m}$; $P= 86.58 \text{ kN/ml}$, $M_0 = 315.58kNm$

Tableau VI.2.10 : Ferrailage des nervures suivant y-y

	$M_u(kNm)$	M	a	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	331.16	0.03	0.038	106.35	8.94	6T16	12.07
Appuis	194.80	0.019	0.025	106.92	5.23	6T14	9.24

b.3 Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.82cm^2 < 9.24cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

Remarque :

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section des armatures.

Tableau VI.2.11 : Vérification des contraintes

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ̄_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>σ̄_s</i> (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	440,71	31,43	7,6	15	195,2	201,63	OK
	y-y	545,4	40,26	8,7	15	193,2	201,63	OK
Appuis	x-x	259,24	20,11	5,2	15	177,3	201,63	OK
	y-y	320,8	24,55	6,0	15	181,4	201,63	OK

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{86.58 \times 6}{2} = 259.74 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{259.74 \cdot 10^3}{600 \times 1080} = 0.40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 [1] :**

- * $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e}$ ($K = 1$ pas de reprise de bétonnage)

- * $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

- * $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,20\text{MPa}$

- **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19,2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3}\phi_{\text{max}} = 8,33\text{mm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=0.40\text{Mpa}$; $f_{t28}=2,1 \text{ Mpa}$; $b=60 \text{ cm}$; $d= 108\text{cm}$

On trouve :

Tableau VI.2.12 : Espacement des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	60×100	Courante	40	40	25
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	60×100	Courante	40	40	25
		Nodale	15		15

Tableau VI.2.13 : Choix des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	60×100	Courante	25	10	4,12	4,71	6T10
		Nodale	15		2,47	4,71	6T10
Nervure Sens y-y	60×100	Courante	25	10	4,12	4,71	6T10
		Nodale	15		2,47	4,71	6T10

○ **Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right\} = 0,40 \text{MPa}$$

- Zone courante 1,37 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

- Zone nodale 2,28 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

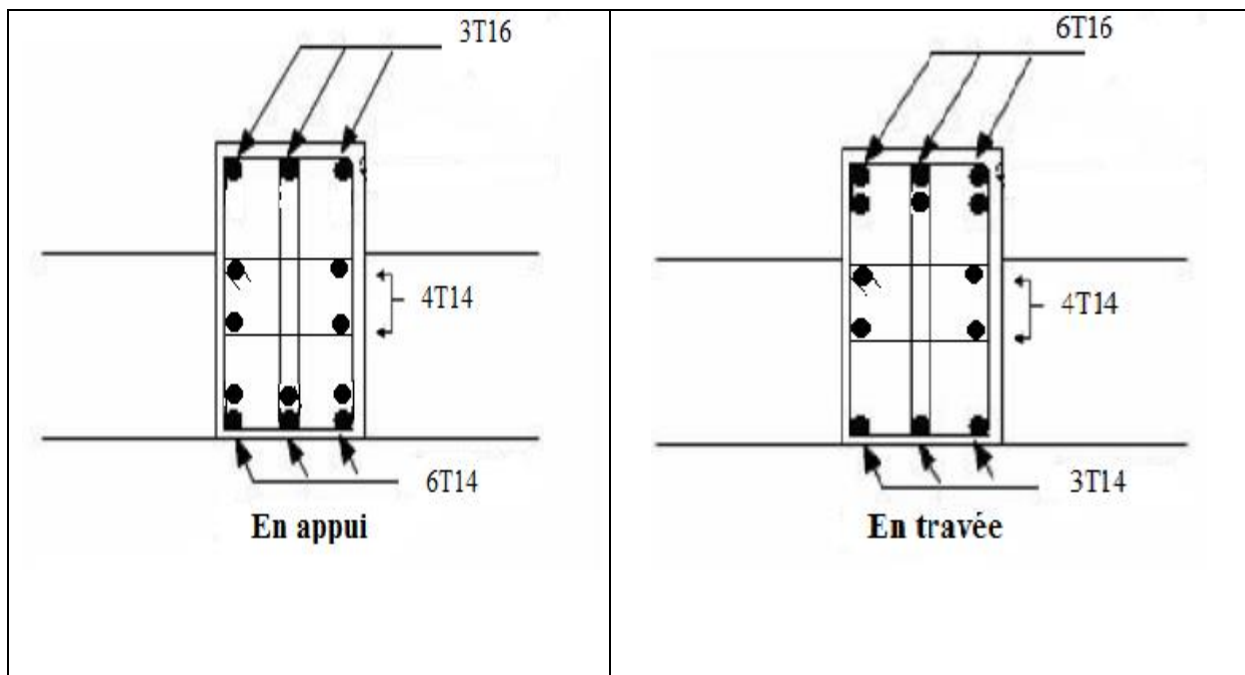
VI.2.3.9 Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a $3 \text{cm}^2/m$ pour les armatures de peau [1]

$$A_p = 3 \text{cm}^2/m \times 0,9 = 2,7 \text{cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend **4T14 = 6,16 cm²**



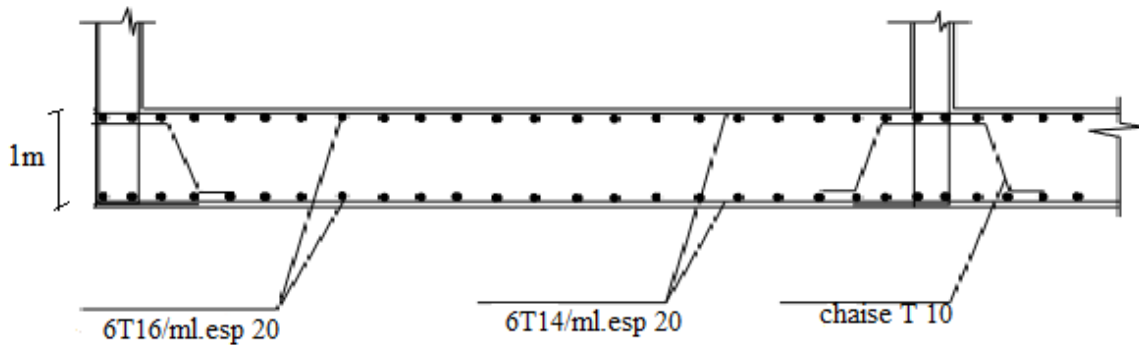


Figure VII.2.4 : schéma de ferrailage d'un radier

VI.3 Voile périphérique

VI.3.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

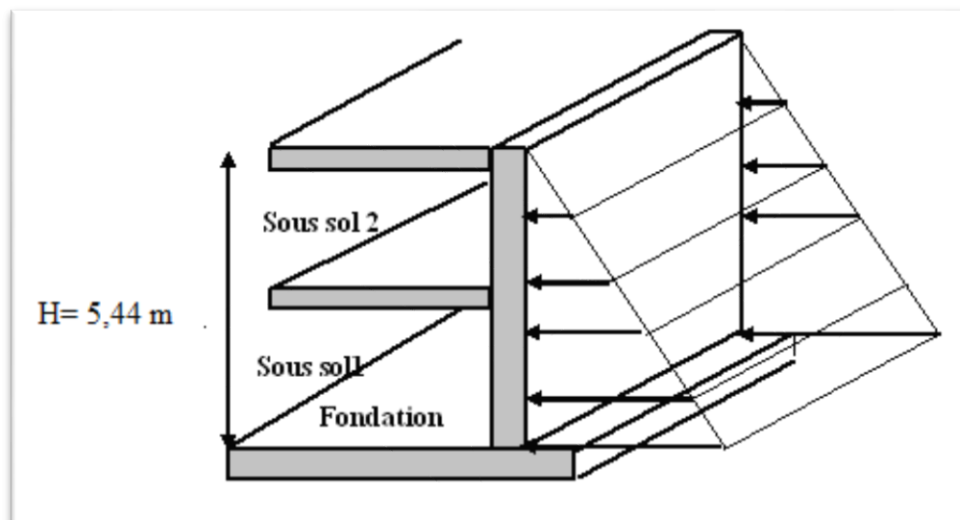


Figure VI.3.1 : Evaluation des charges.

VI.3.2 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.3.3 Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=5,44\text{m}$; $L_y=6\text{ m}$; $e =20\text{ cm}$.



Figure VI.3.2 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 30^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.33$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 32,31 \text{ kN/ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 32,31 = 43,62 \text{ kN/ml}$$

VI.3.4 Effort dans la dalle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,44}{6} = 0,90 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x q_u L_x^2 = 58,09 \text{ Nm} \\ M_y &= \mu_y M_x = 45,19 \text{ kNm} \end{aligned} \quad \rho = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,045 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 49,37 \text{ kNm.}$$

$$M_{ly}=0,85M_y=38,41 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=24,68 \text{ kNm}$$

VII.4.5 Ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$;
 $F_{bc}=14,2\text{MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Ferrailage de la dalle pleine.

	<i>Sens</i>	M_u (<i>kNm</i>)	μ	A_s' (<i>cm</i> ²)	α	$Z(\text{cm})$	A_s^{cal} (<i>cm</i> ²)	<i>Choix</i>	A_s^{adp} (<i>cm</i> ²)	<i>Esp</i> (<i>cm</i>)
Travée	<i>x-x</i>	49,37	0,10	0	0,13	17,1	8,94	6T14	9,24	20
	<i>y-y</i>	38,41	0,08	0	0,11	17,19	6,84	5T14	7,70	25
Appuis	<i>x-x</i>	24,68	0,05	0	0,161	16,84	4,31	5T12	5,66	25
	<i>y-y</i>									

VI.3.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérfiée}$$

VI.3.7 Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a :

$$12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$$

$$h=e=20\text{cm} ; b=100\text{cm}.$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{5,44}{6} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,67\text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 9,24\text{cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,67\text{cm}^2 \\ A_y = 7,70\text{cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots\text{Vérfiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 5,66\text{cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,85\text{cm}^2 \\ A_y = 5,66\text{cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots\text{Vérfiée}$$

VI.3.8 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{43,62 \times 5,44 \times 6}{2 \times 5,44 + 6} = 84,34 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 79,09 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 84,34 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{84,34 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

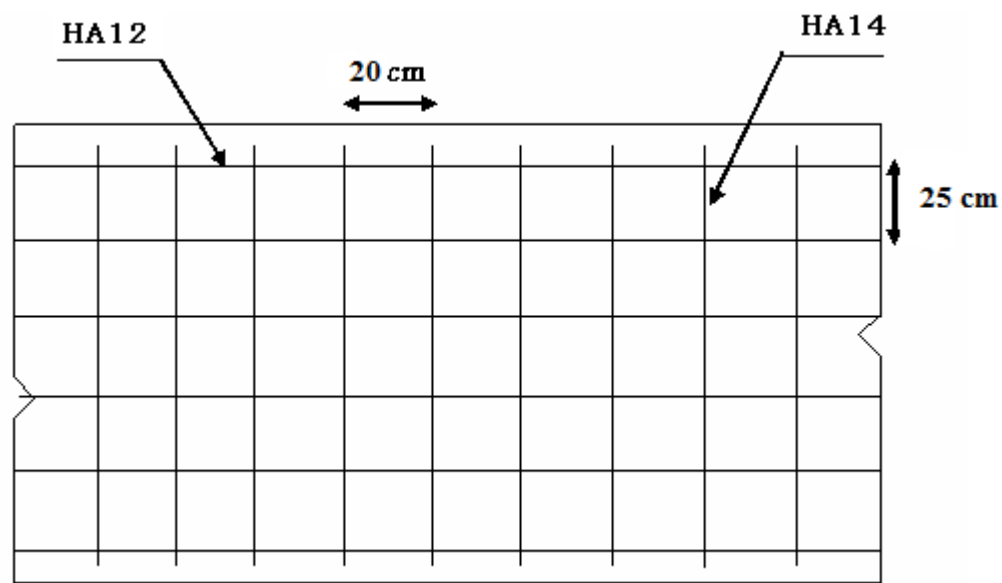


Figure VI.3.3. : Ferrailage du voile périphérique (sens x-x)

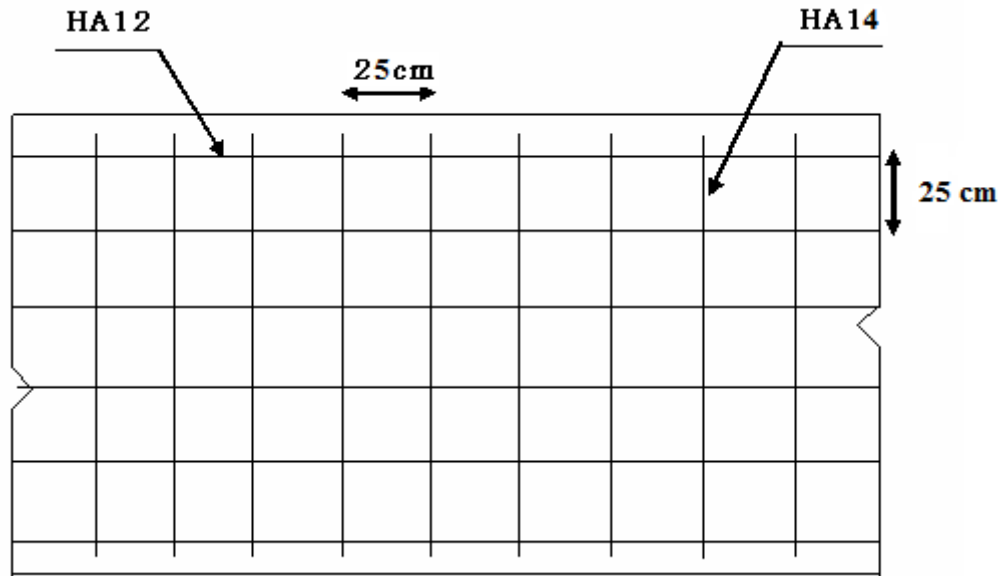


Figure VI.3.4 : Ferrailage du voile périphérique (sens y-y)

VI.5 Ferrailage de longrine

D'après RPA99 /modifié 2003 [1], les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

a) Dimensionnement

Pour les sites de catégories S2, S3 on doit disposer des longrines de (30x30) cm².

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone IIb et sites de catégories S3 =12)...[1]

$$N = 3346,52 \text{ KN}$$

$$F = \frac{3346,52}{12} = 278,87 \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Calcul de ferrailage

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow \frac{278,87}{348} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \times \frac{2,1}{400} = 4,72 \text{ cm}^2$$

• Condition exigée par RPA99 (version 2003) page 98 ... [1] :

(25×30)

Le choix : (30×30) cm²

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend : **A_s = 6T12 = 6,79 cm²**

c) Vérifications a l'ELS

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur voir même les ennobler, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique ,dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateurs ,ont influencé profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives .Sous l'action sismique ,les voiles reprennent dans un premier temps ,grâce à leur rigidité ,la presque totalité des charges latéral .Les déformations de la structure est en faibles .L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures .En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape .Le renforcement de la structure lors de l'étude sismique nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile+portique) .Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques . Celle-ci est en jeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles .Toute fois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité .Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers ,en outre il convient de noter que pour la conception parasismique ,il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes , et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans un sur coût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Les règlements :

- « D.T.R- B.C 2.48 », Règle Parasismique Algériennes. **PRA** 99 Révisées 2003. Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 2003.
- Béton Armé aux Etats Limites (BAEL) 91 modifié 99.
- « D.T.R- B.C 2.41 », Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- **C.B.A.93**. Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 1988.
- « D.T.R- B.C 22 », Charges permanentes et charges d'exploitation. Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 1988.
- Polycopie, Cours de Béton Armé destiné aux étudiants de 3^{ème} Année Licence Génie Civil.

Les logiciels :

- Logiciel de la modélisation de structure « ETABSE 16.2.0 ».
- Logiciel de calcul du ferrailage « SOCOTEC ».
- Autocad_2009 français.
- Word 2013.
- Excel 2013.

Annexes

Plan de façade



Plan de façade

