

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Boutrika Abderaouf & Abdelaziz Hocine

Encadré par :

Mr. Abdelhamid.A

En vue de l'obtention du diplôme de Master 02 en :
Filière : **Génie Civil** ; Option : **Structures**

Thème :

*Etude D'un Bâtiment a deux bloc (R + 5 + Entre sol)
à usage multiple*

Soutenu le : 10-07-2017

Devant le jury composé de :

Mr HAML.B
Mr ABDELHAMID.A
Mme RUABEH.A
Mme BOUMAIZA.M

UAMOB
UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examinatrice
Examinatrice

Année Universitaire 2016/2017

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu le Clément et le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

À nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

*À notre Promoteur **Abdelhamid.A** pour leur encadrement et les conseils et tous les membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste travail.*

*À tous les enseignants et le personnel administratif de l'**UAMOB** qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.*

*Ainsi que à tous les employés d'**A.W.G.R.F.U** de Bouira pour nous avoir proposé ce sujet.*

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Boutrika AbdEraouf

Abdelazize Hocine



RÉSUMÉ :

Ce projet consiste principalement en l'étude complète d'une structure qui contient un entre sol, un RDC et cinq 05 étages, contreventée par voiles porteur, à usage d'habitation et de commerce.

La structure est implantée à Sour El-Ghozlan (Bouira), classé comme une zone de moyenne sismicité (IIa).

La structure contient deux blocs séparés par un joint sismique qui a été dimensionné selon RPA99 version 2003.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un Système de contreventement de type voiles porteurs en béton armé.

Le dimensionnement et le calcul de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93, BAEL et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur les éléments finis moyennant le logiciel (ETABS).

Le système de fondation adopté est un radier général qui a été dimensionné et calculé.

Mots Clés: *Structure, joint sismique, voiles porteurs, Analyse sismique, Radier général.*

ملخص :

هذا المشروع يتمثل أساسا من دراسة شاملة لبناية التي تتألف من طابق جزئيا تحت أرضي، طابق أرضي بالإضافة إلى خمسة طوابق، نظام الدعم محقق بواسطة جدران قص حاملة، المنشأ ذو طابع سكني وتجاري.

البناية واقعة ببلدية سور الغزلان ولاية البويرة. المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم *IIa*.

مقاومة البناية لكل الحملات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام جدران الخرسانة المسلحة الحاملة قياس الإبعاد وحساب كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر على غرار

القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل (*CBA93, BAEL et RPA99 version 2003*).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة التي تعتمد أساسا على العناصر المنتهية باستعمال برنامج (*ETABS*)

نظام الأساسات المعتمد في هذه الدراسة هو عبارة عن لبشة عامة التي تم كذلك دراستها وحسابها.

الكلمات المفتاحية : عمارة، جدران قص حاملة، دراسة زلزالية ، لبشة عامة.

ABSTRACT:

This project consists mainly on the full study of a structure that contains a dynamic analysis of a structure with an underground level, a basement + 05 floors for living and trading use. The structure is located in Elghozlan (Bouira), which is characterized by medium seismic activity (zone IIa).

A portal shear wall bracing system ensures the structural strength against vertical and horizontal loads.

The study is carried out regarding the Algerian seismic code RPA99 modified in 2003. The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

The seismic analysis has been performed using Finite Element method implemented on Etabs Software.

Foundation system chosen was a general raft that has been designed and calculated.

Key words: *structure, Seismic joint, portal shear wall, quick analysis, general raft.*

SOMMAIRE

SOMMAIRE

RESUME	I
SOMMAIRE	IV
LISTE DES TABLEAUX.....	IX
LISTE DES FIGURES.....	XIV
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I : Généralité et Présentation de L'ouvrage	
I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	4
I.1.1. Description de l'ouvrage.....	4
I.2.Caractéristiques géométriques du bâtiment:	4
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment.....	4
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment.....	5
I.3.Conception de structure de bâtiment:	7
I.3.1.Système de contreventement	7
I.3. 2.L'ossature :	7
I.3.3. Planchers :.....	7
I.3.4. Maçonnerie :	7
I.3.5. Revêtement :	7
I. 3.6. L'acrotère :.....	7
I.3.7. Les escaliers :.....	7
I.4. caractéristiques mécaniques des matériaux:	8
I.4.1. Le béton :	8
I.4.2.Les aciers :	11
I.5. Taux de travail du sol:.....	12
I.6.Sollicitations de calcul :	13
I.7. Conclusion:	13

Chapitre II : Pré-dimensionnement et Evaluation Des Charges

II.1. Introduction	16
II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	16
II.2.1. Plancher à corps creux	16
II.2.2. Plancher dalle pleine (balcons) :	17
II. 3. Pré dimensionnement des poutres :	17
II.3.1. Les poutres principales : (blocs A)	18
II.3.2. Les poutres secondaires :	18
II.4. Pré dimensionnement des voiles :	19
II.5. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations :	21
II.5.1. Plancher terrasse (corps creux) :	21
II.5. 3Mur extérieur :	22
II.5.4.Mur intérieur	23
II.5.5.Charges et surcharges aux niveaux des escaliers	23
II.5.6.Charges et surcharges au niveau des balcons	24
II.5.7. Surcharges d'exploitation :	24
II.6.Les poteaux :	25
II .7.CONCLUSION GENERAL:	31

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :	34
III.1.1. Introduction :	34
III.1.2. Principe de calcul :	34
III.1.3. Évaluation des charges et surcharges :	34
III.1.4. Détermination des efforts :	35
III.1.5. Calcul de ferrailage :	35
III.1.6. Vérification des contraintes à l'ELS:	37
III.1.7. Vérification de l'effort tranchant:	40
III.1.8.Vérification des contraintes de cisaillement de béton :	40
III.2. ETUDE DES PLANCHERS	41
III.2.1. INTRODUCTION	41
III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX	41

III.2.3. Calcul de la dalle de compression :	42
III.2.4. Calcul des armatures :	42
III.3. Les poutrelles:	43
III.3.1. Etude des poutrelles :	43
III.3.2. Dimensions de la poutrelle :	43
III.3.3. Evaluation des charges et surcharges :	45
III.3.4. Ferrailage :	46
III.3.5. Charge, surcharge et les combinaisons des charges :	47
III.3.6. Choix de la méthode de calcul :	48
III.3.7. Calcul des poutrelles (méthode CAQUOT)	50
III.3.8. Evaluation des charges et surcharges :	50
III.3.9. Ferrailage :	56
III.3.10. Vérification :	56
III.5. Etude du balcon (non accessible) :	59
III.5.1. Evaluation des charges :	64
III.5.2. Calcul des armatures longitudinales	64
III.5.3. Vérification à l'ELU :	65
III.5.4. Calcul des armatures de répartition :	66
III.5.5. Vérification des espacements des barres :	67
III.5.6. Vérification à l'ELS :	67
III.6. Les escaliers :	67
III.6.1. Introduction :	69
III.6.2. Définition des éléments d'un escalier :	69
III.6.3. Dimensionnement d'escalier	69
III.6.4. Etude de l'escalier :	69
III.6.5. Evaluation des charges Palier :	70
III.6.6. Calcul des sollicitations	71
III.6.7. Calcul du ferrailage :	72
III.6.8. Vérification à l'E.L.U:	77
III.6.9. Vérification à l'E.L.S :	79
III.6.10. Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99	80
III.7. Etude de la poutre palière :	81
III.7.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :	84

III.7.2.Charge sollicitant la poutre:	84
III.7.3.Combinaison d'action :	85
III.7.4.Calcul des moments et des efforts tranchant :	85
III.7.5.Calcul du ferrailage longitudinale à l'ELU :	86
III.7.6.Vérification à l'ELU :	86
III.7.7.Armature de répartition :	86
III.7.8.Vérification à l'ELS :	87
III.7.9.Vérification de La flèche :(Art B.6.5,1) BAEL91/99	88

Chapitre IV : Étude dynamique et sismique

IV.1. Introduction	90
IV.2. Etude dynamique.....	90
IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique	90
IV.2.2. Modélisation mathématique	90
IV.2.3. Modélisation de la structure étudiée	92
IV.3. Etude sismique	105
IV.3.1. Présentation des différentes méthodes de calcul.....	105
IV.3.2.Choix de la méthode de calcul	105
IV.4. Justification de la largeur des joints sismiques :	128
VI.4. 1. Définition	128
IV.4.2. Calcul de la largeur du joint sismique :	128

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

V.1. Introduction :	132
V.2. Ferrailage des poteaux :	132
V.2.1. Introduction :	132
V.2.2. Recommandations selon RPA99/2003 :	133
V.2.3. Combinaisons d'actions :	133
V.2.4. Vérification de l'effort normal réduit :	134
V.2.5. Calcul des armatures longitudinales :	135
V.2.6. Vérification des poteaux à l'ELU :	143
V.2.7. Calcul des armatures transversales des poteaux :	143

V.2.8. Vérification des poteaux à l'ELS :.....	144
V.3.Ferraillage des poutres :	148
V.3.1. Introduction :.....	148
V.3.2. Recommandations du RPA99 version 2003 :	148
V.3.3. Les combinaisons de calcul :	148
V.3.4. Présentation de la méthode de calcul :.....	149
V.3.5. Ferraillage des poutres :.....	152
V.4. Ferraillage des voiles :.....	155
V.4.1. Introduction :.....	155
V.4.2. <i>Rôle de contreventement</i>	156
V.4. 3. Les avantages des voiles	157
V.4. 4. Combinaisons de calcul :	157
V.4. 5. Recommandations du RPA99/2003 :.....	157
V.4. 6. Calcul du ferraillage des voiles :.....	158
 Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction :.....	167
VI.2. Etude du mur de soutènement :.....	167
VI.2.1. Introduction :.....	167
VI.2.2. Pré dimensionnement du mur de soutènement :	167
VI.2.3. Détermination des sollicitations :.....	167
VI.2.4. Calcul deferraillage:.....	169
VI.3. Etude des fondations :	171
VI.3.1. Introduction :.....	171
VI.3.2. Choix du type de fondation :.....	171
VI.3.3.Etude du radier général nervuré :	174
VI.3.4. Pré dimensionnement du radier :	175
VI.3.5.Ferraillage du radier nervurée :.....	183
 CONCLUSION GENERALE.....	
	194
 BIBLIOGRAPHIE	
	196
 ANNEXE	
	19

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralité et Présentation de L'ouvrage

Tab (I.1). Types d'aciers utilisés et leurs nuances	11
---	----

Chapitre II : Pré-dimensionnement et Evaluation Des Charges

Tab(II.1) : dimensionnement des poutres de bloc B	19
Tab(II.2) : résultats des vérifications des dimensions.....	19
Tab(II.3) : Charges permanentes du plancher corps creux terrasse.	22
Tab(II.4) Charges permanentes du plancher corps creux étage courant.	22
Tableau (II.5): Charge permanente mur extérieur :	23
Tableau (II.6): Charge permanente mur intérieur :	23
Tableau (II.7): Charge permanente au niveau du palier	23
Tableau (II.8): Charge permanente au niveau de la volée	24
Tableau (II.9):charges permanent des balcons :	27
Tab (II.10) : dégression des charges d'exploitation.....	28
Tab(II.11) : Les charges permanent et d'exploitation des poteaux de chaque étage	29
Tab(II.12) : Les charges permanent et d'exploitation des poteaux de chaque étage	30
Tab(II.13) : La vérification des conditions exigées	31
Tab(II.14) : vérification de flambement.....	31
Tab(II.15) : pré dimensionné tous les éléments du structure	31

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

Tab (III.1) : les valeurs de résistances caractéristiques matériaux.....	31
Tab(III.1) : les valeurs de résistances caractéristiques matériaux.....	36
Tab (III.2) : Dimensionnement de la table de compression.....	44
Tab (III.3) : Les charges et surcharges de la dalle de compression	45

Tab (III.4) : vérification de calcul d'armature	46
Tab (III.5): Evaluation des charges de la Poutrelle.....	47
Tab (III.6): calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants.....	51
Tab (III.7): calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants.....	52
Tab (III.8): calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants.....	53
Tab (III.9): calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants.....	54
Tab (III.10): calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants.....	55
Tab (III.11): calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants.....	55
Tab (III.12): Vérification a l'ELS.....	61
Tab (III.13): Charges permanentes de balcon.....	64
Tab (III.14): Charges permanentes sur le palier.	71
Tab (III.15): Charges permanentes sur Paillasse	72
Tab (III.16):.Combinaison des charges de l'escalier.....	72
Tab (III.17): les résultats de calcul d'armature a la flexion simple.	78
Tab (III.18): Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière	86
Tab (III.19): Tableau récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELU	86
Tab (III.20): Tableau récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELS	87

Chapitre IV : Étude dynamique et sismique

Tab(IV.1): Centres de masses et inertie des niveaux.....	96
Tab(IV.2): période, modes et facteurs de participation massique	96
Tab(IV.3): centre de masse et inertie des niveaux.....	100
Tab(IV.4): période, modes et facteurs de participation massique	101
Tab (IV. 5). Calculs du facteur qualité (tableau 4.4 de RPA99) (bloc A et B) :.....	107
Tab (VI.6) : La période fondamentale de la structure.....	108
Tab (IV.7) : La période fondamentale de la structure.....	109
Tab(IV.8): Valeur de l'effort tranchant à la base (XX)	111
Tab (IV.9): Valeur de l'effort tranchant à la base sens(YY)	111
.....	112
Tab(IV.10) : Combinaison des réponses modales	
Tab (IV11) : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure bloc A.....	113
Tab (IV .12): reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.....	113

Tab(IV.13): Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques :	113
Tab(IV.14) : la distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	115
Tab(IV.15): la distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	115
Tab(IV.16) : déplacement inter – étage dans le sens xx	116
Tab(IV.17): déplacement inter – étage dans le sens yy	116
Tab(IV.18) : vérification de l’effet P-Delta sens xx	117
Tab(IV.19) : vérification de l’effet P-Delta sens yy	117
Tab (IV. 20): calcul du moment de renversement sens xx	119
Tab (IV. 21) : calcul du moment de renversement sens yy	119
Tab (IV.22): centre de gravité et de torsion	119
Tab (IV.23): vérification du renversement	120
Tab(IV.24) : Vérification de l’effort normal réduit :	120
Tab(IV.25): valeur de l’effort tranchant à la base (XX)	121
Tab(IV.26): valeur de l’effort tranchant à la base sens(YY)	121
.....	122
Tab(IV.27) : combinaison des réponses modales	
Tab (IV .28) : Vérification de l’effort tranchant à la base de la structure bloc B	122
Tab (IV .29): reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques	122
Tab (IV.30): reprise des charges verticales par les voiles et les portiques :	123
Tab (IV.31) : la distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	124
Tab(IV.32): la distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	124
Tab (IV.33): déplacement inter- étage dans le sens xx	125
Tab (IV.34): déplacement inter – étage dans le sens yy :	125
Tab (IV.35) : vérification de l’effet P-Delta sens xx :	125
Tableau (IV.36) : vérification de l’effet P-Delta sens yy	126
Tab (IV. 37) : calcul du moment de renversement sens xx	126
Tab (IV. 38) : calcul du moment de renversement sens yy	127
Tab(IV.39): centre du gravité et de torsion.....	127
Tab(IV.40): vérification de renversement.....	127
Tab (IV.41): vérification de l’effort normal réduit	128

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Tab (V.1) : Valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations	132
Tab (V.2) : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.....	134
Tab (V.3) : Vérification de l'effort normal réduit.....	135
Tab (V.4) : Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul.....	141
Tab (V.5) : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux.....	142
Tab (V.6) : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux	142
Tab (V.7) : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux	143
Tab (V.8): Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU	143
Tab (V.9) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux	144
Tab (V.10): Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS.....	145
Tab (V.11): Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales.....	152
Tab (V.12): Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaire	152
Tab (V.13) : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELU1... ..	152
Tab (V.14) : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELU	153
Tab (V.15) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres	153
Tableau (V.16): Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELS	153
Tab (V.17): Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELS.....	162
Tab (V.18) : Ferrailage verticale du voile type 1.....	162
.19) : Choix des barres du voile type 1 (L=1,5m).....	162
Tab (V.20) : Ferrailage verticale du voile type 2.....	162
Tab (V.21) : Choix des barres du voile type 2 (L=1,0m)	163
Tab (V.22) : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement	163

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tab. (VI.1) : Vérification de Mur de soutènement à l'ELU	170
Tab. (VI.2): Vérification de Mur de soutènement à l'ELS	172
Tab. (VI.3): vérification de la validité d'une semelle isolée.....	174
Tab. (VI.4) : Les surfaces des semelles et les charges appropriées	182
Tab. (VI.5): Vérification de la stabilité au renversement du radier	183
Tab. (VI.6): Vérification des contraintes de sol sous le radier	185
Tab. (VI.7): Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier.....	186
Tab. (VI.8) : Tableau de calcul des armatures des panneaux de radier	187

Tab. (VI.9) : Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier	188
Tab. (VI.10) : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 1.....	189
Tab. (VI.11) : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 2.....	189
Tab. (VI.12) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la nervure.....	190
Tab. (VI.13) : Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU	190
Tab. (VI.14) : Tableau de vérification des nervures du radier à l'ELS	192
Tab. (VI.15) : Tableau récapitulatif de ferrailage de débord	192
Tab. (VI.16) : Tableau récapitulatif de vérification de débords	192

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralité et Présentation de L'ouvrage

Fig. (I.1) : Vue en 3D du projet	5
Fig. (I.2) : coupe (A-A et B-B)	7
Fig. (I.3) : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU	11
Fig. (I.4) : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement et Evaluation Des Charges

Fig. (II .1) : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	17
Fig. (II .2) : dimensionnement de la poutre	18
Fig. (II.3) : Pré dimensionnement des voiles	20
Fig. (II.4) : Détail de plancher corps creux terrasse.....	21
Fig. (II.5) : Détail de plancher corps creux étage courant.	22
Fig(II.6) : double et simple cloison.....	23
Fig. (II.7) : La surface revenant au poteau central	28
Fig. (II.8) : La surface revenant au poteau central	29

Chapitre III : Calcule des éléments secondaires

Fig.(III.1) : L'acrotère.....	34
Fig. (III.2): Section de B.A l'ELU	36
Fig. (III.3) Vue sur le ferrailage d'un acrotère	41
Fig. (III.4) : Schéma de position des éléments de plancher corps creux	42
Fig. (III.5) : Schéma de ferrailage de la table de compression	43
Fig. (III.6) : Schématisation de la poutrelle avant coulage.....	45
Fig. (III.7) : section en T de la Poutrelle.....	47
Fig. (III.8) Schéma statique de la poutrelle à 5 travées	50
Fig. (III.9) : diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants (ELU).....	51

Fig. (III.10) : diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants (ELS).....	52
Fig. (III.11) : Schéma statique de la poutrelle à 3 travées	53
Fig. (III.12) : Schéma statique de la poutrelle à 2 travées	54
Fig. (III.13) : dimension de section en T de poutrelle	56
Fig. (III.14) : ferrailage du plancher	63
Fig. (III.15) : ferrailage de la poutrelle	63
Fig. (III.16) : Section de calcul de balcon.....	65
Fig. (III.17) : Schéma de ferrailage de balcon	68
Fig. (III.18) : schéma statique d'escalier	70
Fig. (III.19) : Escalier.....	71
Fig. (III.20) : Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.....	73
Fig. (III.21) Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U.....	75
Fig. (III.22) Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S	75
Fig. (III.23) Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.S	77
Fig. (III.24) : Section de calcul d'escalier.....	78
Fig. (III.25) : Schéma de ferrailage des volées	84
Fig. (III.26) : Schéma statique de la poutre palier	85
Fig. (III.27) : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	88

Chapitre IV : Étude dynamique et sismique

Fig. (IV.1) : la vue du bloc A en 3D	93
Fig. (IV.2) : la vue de bloc B en 3D.....	94
Fig. (IV.3) : la disposition des voiles (vue en plan) bloc A	95
Fig.(IV.4): 1 ^{ier} mode T = 0.4591s (translation selon l'axe X)	97
Fig.(IV.5): 2 ^{ème} mode T = 0.3798s (translation selon l'axe Y)	98
Fig. (IV.6): 3 ^{iem} mode T = 0.3465 s (torsion)	99
Fig. (IV.7) : la disposition des voiles (vue en plan).....	100
Fig. (IV.8): 1 ^{ier} mode T = 0.6313 s (translation selon l'axe X)	102
Fig. (IV.9): 1 ^{ier} mode T = 0. 574 s (translation selon l'axe Y)	103
Fig.(IV.10) : 3 ^{iem} mode T = 0.5687 s (torsion)	104
Fig.(IV.11): spectre de réponse.....	114

Fig. (IV.12) : spectre de réponse.....	123
Fig. (IV .13) : Largeur minimale du joint sismique.....	129

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Fig.(V.1): Schéma de ferrailage des poteaux bloc (A)	146
Fig.(V.2): Schéma de ferrailage des poteaux bloc (B)	147
Fig. (V.3) : Ferrailage des poutres principales.....	155
Fig. (V.4) : Ferrailage des poutres secondaires	155
Fig.(V.5) : Sollicitations des voiles.....	156
Fig. (V.6) : Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue.....	160
Fig. (V.7) : Schéma de ferrailage de voile type I zone 1	163
Fig. (V.8) : Schéma de ferrailage de voile type I zone 2 et 3	164
Fig. (V.9) : Schéma de ferrailage de voile type II zone 1.....	164
Fig. (V.10) : Schéma de ferrailage de voile type II zone 2 et 3.....	164

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Fig. (VI.1) : Schéma du mur de soutènement.....	168
Fig. (VI.2) : Contraintes due à la poussée des terres et à la surcharge	169
Fig. (VI.3) : Schéma de ferrailage de mure de soutènement	171
Fig. (VI.4) : Schéma de la base de la structure.	173
Fig. (VI.5) : Schéma de la radier.....	175
Fig. (VI.6) : Plan de coffrage de radier nervurée	187
Fig. (VI.7) : Schéma de ferrailage du radier en appui	193
Fig. (VI.8) : Schéma de ferrailage du radier en travée	193

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Construire reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tout les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème du non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés.

Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans ce travail on présentera une étude détaillée d'un Structure (RDC+05 Etages+ E/Sol) à usage d'habitation de service et de commerce avec un parking, le bâtiment est séparé par un joint qui permet de présenter deux blocs aux niveaux de la structure sur un radier général.

Ce projet présente des particularités, c'est pour quoi on l'a choisi comme projet de fin d'études, qui sont :

- Une irrégularité en élévation.
- Une structure multifonction usage d'habitation + service et commerce + parking important qui nécessite une bonne étude.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment, et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (acrotère, garde-corps, escalier et poutrelles).
- La troisième étape portera sur le calcul des planchers et leurs ferrailages.

- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique.

L'étude du bâtiment pour les deux blocs sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel **d'ETABS v9.7.1**.

➤ La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (Poteaux, poutres et voiles) Les résultats donnés par **d'ETABS v9.7.1** vont être vérifiés par rapport aux exigences de l' RPA 99.

- Enfin, nous terminerons notre étude par l'étude de l'infrastructure (mur de soutènement et fondations)

L'étude de notre projet est faite conformément aux règlements actuellement en vigueur dans notre pays:

- BAEL 91/version 99, CBA 93 (calcul des éléments en béton armé).
- RPA 99/version 2003 (règlements sismiques).
- DTR B.C2.2 (charges et surcharges applique sur la structure).

Chapitre I
Généralité et Présentation de
L'ouvrage

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Nous proposons de faire l'étude d'un bloc à usage multiple pour mission :

- D'assurer le dimensionnement correct, la résistance, la stabilité et l'économie de la structure.
- De faire les calculs de la structure en vue de la réalisation des plans de coffrage et de ferrailage.

L'objet de notre étude est le calcul d'un bâtiment à Sept 07 niveaux

Entre sol à usage de Parking,

RDC et 1^{er} étage à usage de commerce,

04 étages à usage d'habitation.

I.1.1. Description de l'ouvrage

Le présent ouvrage a été proposé par le bureau d'étude technique et d'architecture (LAOUIREM.M). Il consiste à étudier les éléments d'un bâtiment à usage d'habitation ; il sera implanté a Sour El-Ghozlan-wilaya de BOUIRA correspondant à la zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après la classification des règles parasismiques algériennes.

Selon le rapport de sol la contrainte admissible du sol est de $\bar{\sigma}_{sol} = 2.00$ bars.

I.2Caractéristiques géométriques du bâtiment:

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment

Le bâtiment comporte un joint qui permettre de présenter deux blocs A et B de forme géométrique irrégulière représenté dans la figure ci-dessous

BLOC A

- Longueur totale : 25.5 m.
- Largeur totale : 16.5 m.

BLOC B

- Longueur totale : 25.53 m
- Largeur totale : 17.12 m



Figure (I.1) : Vue en 3D du projet

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment

BLOC A

- Hauteur totale du bâtiment : 22.58 m
- Hauteur de l'étage : 3.06m.
- Hauteur de RDC : 4.08 m.
- Hauteur de sous-sol : 3.20 m.

BLOC B

- Hauteur totale du bâtiment : 23.38 m
- Hauteur de l'étage : 3.06m.
- Hauteur de RDC : 4.08 m.
- Hauteur de sous-sol : 4.00 m.

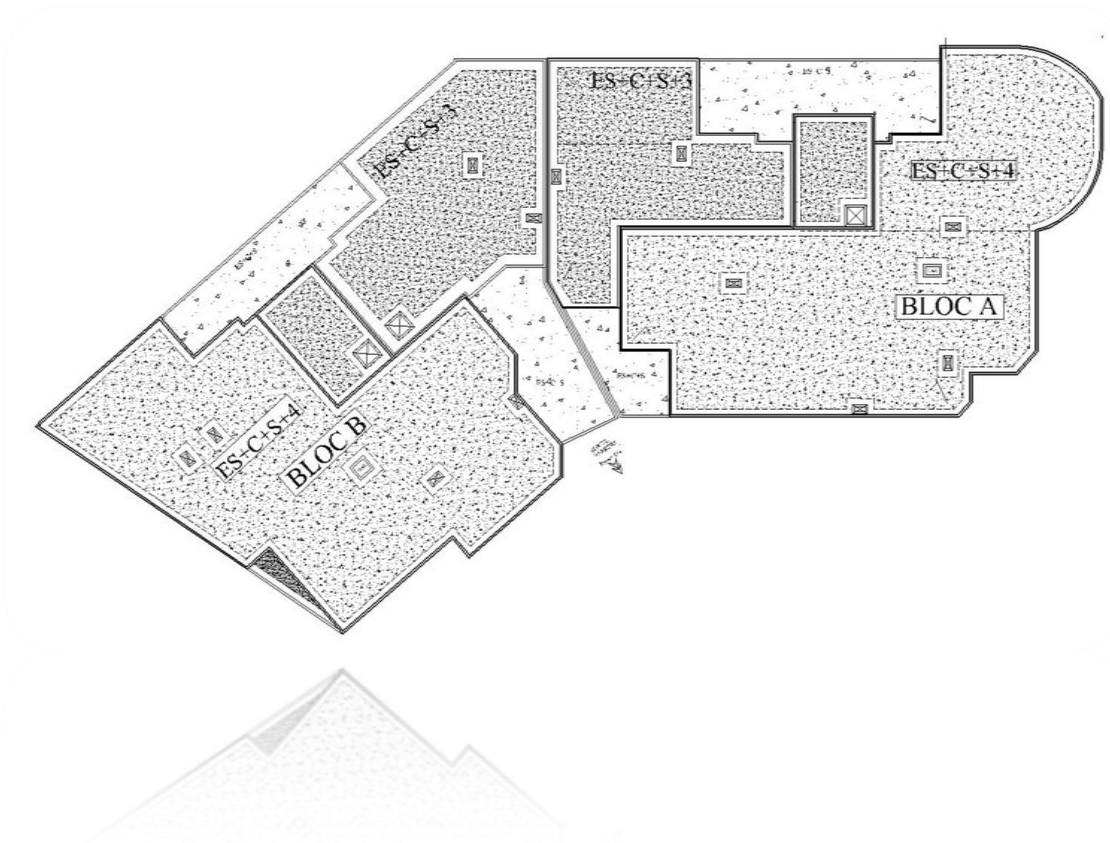


Figure vue en plan

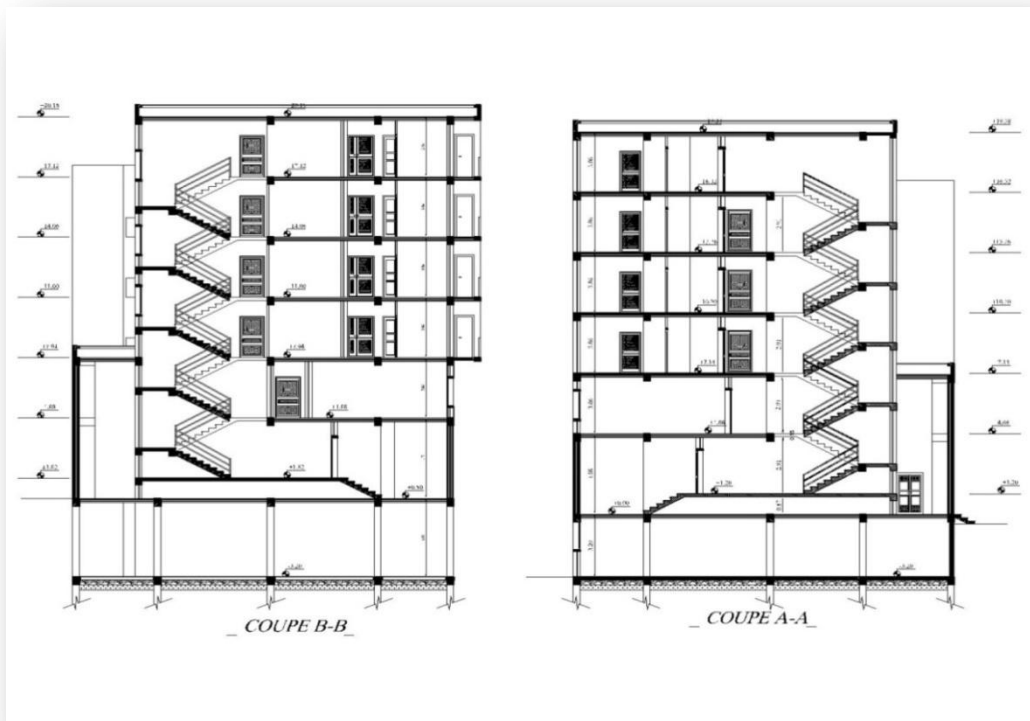


Figure (I.2) : coupe (A-A et B-B)

I.3. Conception de structure de bâtiment:

I.3.1. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99 Version 2003) préconise un système de contreventement assuré par des voiles porteurs.

I.3. 2.L'ossature :

L'ossature est composée par des portiques auto stables en béton armé suivant les deux sens plus les voiles qui assurent l'équilibre de la structure.

I.3.3. Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- planchers à dalle pleins.
- Le planchers à corps creux (16+4) cm en collaboration avec des poutrelles préfabriquées.

I.3.4. Maçonnerie :

On a deux types :

a. Murs extérieurs : ils sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs : ils sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

I.3.5. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieures.

I. 3.6. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé, de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.7. Les escaliers :

La circulation verticale est assurée avec des escaliers droits:

- constitué de deux paliers et un paillasse.

I.4. caractéristiques mécaniques des matériaux:

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau, prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.4.1. Le béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés « Granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau.

I.4.1.a. caractéristique du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.4.1.b. Les compositions du béton :

Le ciment utilise c'est le CPA 325 (ciment portland artificiel classe 325) pour un dosage de 350 kg/m³, donnant une résistance $f_{c28} = 25$ MPa à 28 jours.

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

➤ **Ciment:**

Le ciment joue un rôle important entre les produits employés dans la construction La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

➤ **Granulats:**

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **5 mm**.
- gravier de dimension inférieure à **25mm (8/15 et 15/25)**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

➤ **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches.

La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤ **Pierrailles :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (Matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés)

- **Eau de gâchage** : l'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.4.1.c. Dosage du béton :

La variation de la teneur eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour **1 m³** de béton, on utilise environ 350 à 400kg de ciment, 175 à 200kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 5mm) et 1100 à 1200kg de gravillons (Dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

- **I.4.1.d. Béton armé :**

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

* les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

- **Résistance du béton :**

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

- **Résistance caractéristique à la compression :** ►► Art [A.2.1.1.1.] ◀◀

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA 93.

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (Ø= 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4,76 + 0,83J} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1,4 + 0,95J} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale $1.10f_{c28}$ condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Chapitre I Présentation de l'ouvrage

- **Résistance caractéristique à la traction :** ►► Art [A.2.1.1.2] ◀◀

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ Avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en Mpa}$$

• **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)} \quad E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa. } \blacktriangleright \blacktriangleright \text{ Art [A.2.1.2.1] } \blacktriangleleft \blacktriangleleft$$

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)} \quad E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa. } \blacktriangleright \blacktriangleright \text{ Art [A.2.1.2.2] } \blacktriangleleft \blacktriangleleft$$

• **Contraintes limites :**

a) Contrainte de cisaillement :

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

➤ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0.1 f_{c28}, 3 \text{ MPa}). \text{ Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa : } \tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

➤ Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}). \text{ Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa : } \tau_u = 3.25 \text{ MPa.}$$

b) contrainte-déformation:[2] ▶▶ Art [A.4.3.4.1] ◀◀

Le diagramme idéalisé est donné par la figure (Fig. I.1.) :

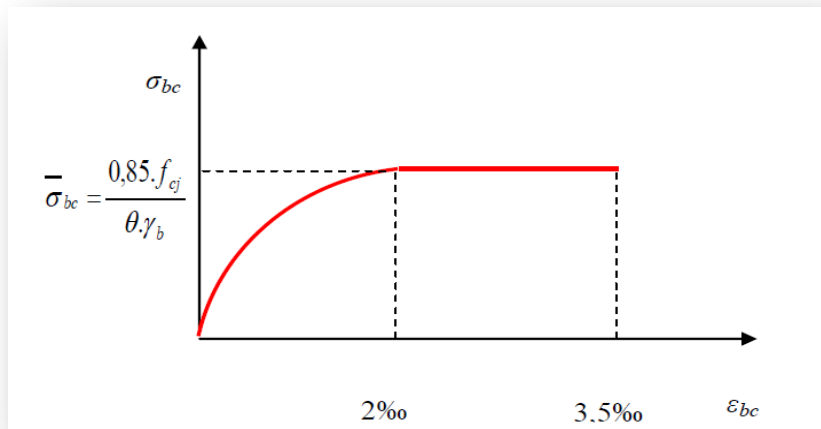


Fig. (I.3) : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 0,85 \dots \dots \dots [2]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1,15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0,9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0,85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.4.2. Les aciers :

I.4.2.1. Types d'acier :

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

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tab (I.1). Types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (Mpa)
Rond lisse (ADX)	Armature transversales	FeE235	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence (HA)	Armature longitudinales	FeE400	T ≥ 10	400
Treillis Soudé (TS)	Dalle de compression	TLE520	0 ≤ Ø ≤ 6	520

I.4.2. 2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [2] ►► Art [A.2.2.1] ◀◀

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : $[E_s = 2. 10^5 \text{Mpa}]$.

I.4.2.3. Contraintes limites :

I.4.2.3.a. Etat limite ultime (ELU) :

➤ **Diagramme contraintes- déformations : [2] ►► Art [A.2.2.2] ◀◀:**

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

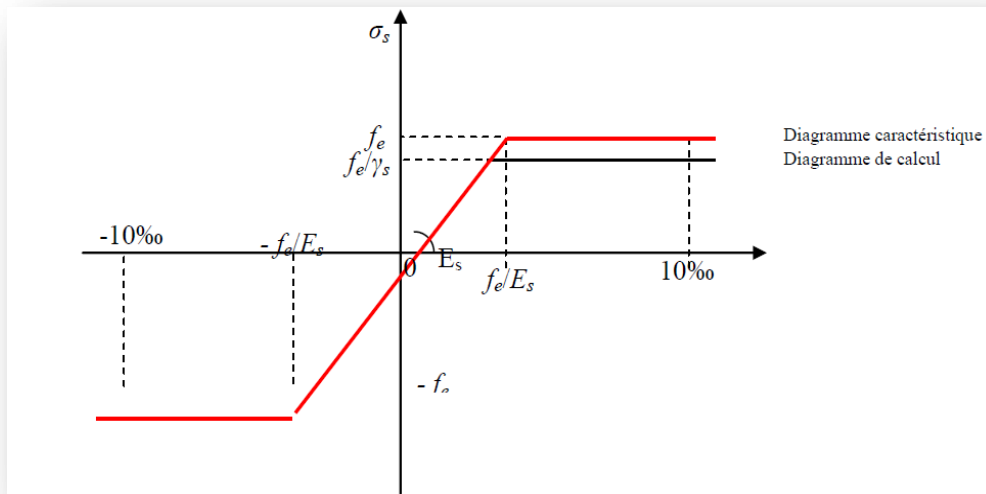


Fig. (I.4) : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

$$\bar{\sigma}_s = F_e / \gamma_s \text{ Avec :}$$

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de l'acier

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

I.4.2.3.b. Etat limite de service (ELS) :

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

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min}[2f_e / 3, 110\sqrt{\eta f_{tj}}]$ [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min}[f_e / 2, 9\sqrt{\eta f_{tj}}]$ [MPa]

Avec :

η : Coefficient de fissuration: $\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1,6 & \text{pour les armatures à haute adhérence} \end{cases}$

I.5. Taux de travail du sol:

Selon le rapport du sol qui nous a été confié par le laboratoire (L.H.C.C) de Bouira les essais d'identification physiques révèlent un terrain constitué d'une assise de marno-calcaire grisâtre (roche), surmontée d'une couche d'argile beige .le tout est recouvert par une mince couche de remblais.

- Les essais chimiques effectués révèlent une agressivité nulle vis- à-vis sol des sulfates.

A partir de ces résultats, le laboratoire a suggéré :

- Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

Selon l'étude de sol, nous avons opté pour des fondations superficielles

- La contrainte admissible à adopter pour le calcul des fondations sera de l'ordre de $\sigma_{sol}=2.00$ bars.
- Compte tenu des formations constituant le sol et l'ensemble de ses propriétés mécaniques, le site est classé dans la catégorie S2 (site ferme).

I.6.Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul à l'ELU sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : (art B.6.1.21) BAEL91/99

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

Les sollicitations de calcul à l'ELS sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$G + Q$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes : (§ 5.2) RPA99/2003

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2 E$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

E : effort sismique.

I.7. Conclusion:

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$f_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$f_{v28} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14,2 & \text{situation durable} \\ 18,48 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33 & \text{Fissuration Peu nuisible} \\ 2,5 & \text{Fissuration Préjudiciable ou très – Préjudiciable} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

FeE400, fe= 400MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE235, fe= 235MPa : Pour les armatures transversales

$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

$$\varepsilon_s = Fe / \gamma_s \cdot E_s \text{ D'où : } \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

Chapitre II
Pré-dimensionnement et Evaluation
Des Charges

II.1. Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « RPA99 version 2003 » [1], mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure on a deux types de planchers : a dalle pleine et a corps creux.

- ✓ Les planchers en corps creux (blocs A, B) à usage multiples.
- ✓ Les planchers dalles pleines (balcon).

II.2.1. Plancher à corps creux

Les nombreux types existants sont généralement constitués de deux éléments préfabriqués, le système porteur formé par des poutrelles et le remplissage constitué par des corps creux (hourdis) d'où l'appellation de plancher à corps creux. Ces dalles ont un point commun qui est la dalle de compression. On pose à un intervalle régulier des poutrelles de béton armé (coulées sur place ou préfabriquées), On remplit l'intervalle par des entrevous en béton et après la pose des armatures de répartition (treillis soudés), on procède au bétonnage de la partie supérieure « table de compression de 4 à 5 cm » Les poutrelles sont mises en place parallèlement à la plus petite portée (sens poutres secondaires).

a) Résistance au feu

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

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

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

Soit: **$e = 11\text{cm}$** .

$e = 17,5\text{ cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

b) Condition acoustique :

Selon les règles du BAEL 91 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Soit: **$e = 15\text{ cm}$** .

c) Résistance à la flexion :

La résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e > \frac{\text{Min}(L_{x.\text{max}}, L_{y.\text{max}})}{22.5}$$

On a $L_{x,max} = 4.7 - 0.3 = 4.4 \text{ m}$

Donc : $e > \frac{440}{22.5} = 19.55 \text{ cm}$ Soit: $e = 20 \text{ cm}$.

$e = \max \{11, 15, 20\} \text{ (cm)}$

Avec : $h_t = (16+4) : d = 16 \text{ cm}$ (hauteur du corps creux)

$e = 4 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle de compression)

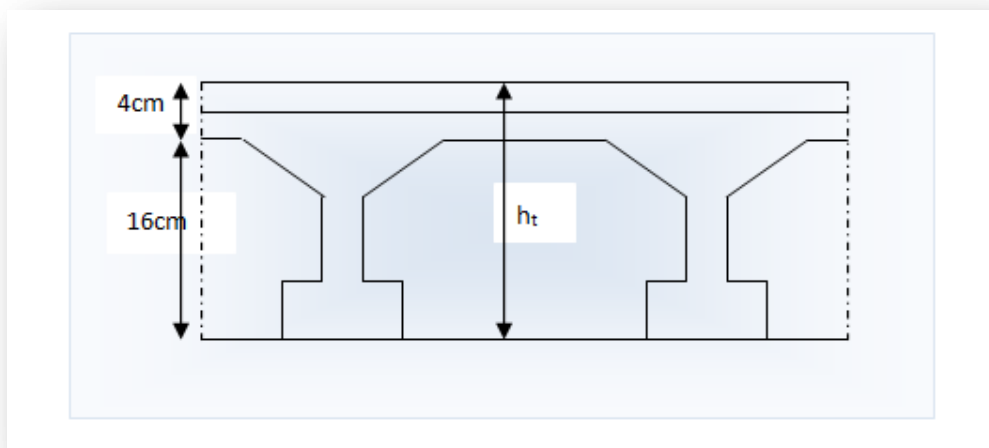


Figure (II .1) : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

II.2.2. Plancher dalle pleine (balcons) :

En plus des conditions de coupe-feu et d'isolation phonique l'épaisseur est déterminée comme suit :

✓ Dalle plein en consol : $e > \frac{L_{max}}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$

Donc on opte pour les balcons une dalle plein de 15 cm.

II. 3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée satisfait la condition de résistance et de la flèche imposées par les règles (C.B.A.93) et selon les exigences des règles parasismiques Algériennes (R.P.A 99+compléments...) :

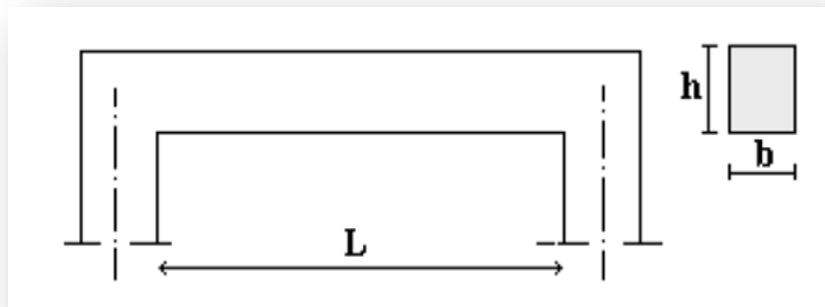


Figure (II .2) : dimensionnement de la poutre

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

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

Selon **BAEL91/99** :

$$0.3 h < b < 0.8 h$$

Selon **RPA 99 /2003** :

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

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. On a deux types de poutres :

II.3.1. Les poutres principales : (blocs A)

On a : $L_{\max} = 5.45 \text{ m}$

Donc $\frac{545}{15} < h < \frac{545}{10} \implies$

Et $0.3 \times 45 < b < 0.8 \times 45 \implies 13.5 \text{ cm} < b < 36 \text{ cm}$ On prend $b = 30 \text{ cm}$.

Vérification des conditions de résistance exigée par l’RPA99/2003 :

- ✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
- ✓ $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
- ✓ $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4$

Les conditions du **RPA99/2003** sont vérifiées.

Donc on opte des poutres principale de section **(30x45) cm**.

II.3.2. Les poutres secondaires :

➤ **Bloc A :**

On a : $L_{\max} = 4.30 \text{ m}$.

Donc $\frac{430}{15} < h < \frac{430}{10} \implies 28.66 \text{ cm} < h < 43 \text{ cm}$ On prend $h = 40 \text{ cm}$

Et $0.3 \times 40 < b < 0.8 \times 40 \implies 12 \text{ cm} < b < 32 \text{ cm}$ On prend $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions de résistance exigée par l’RPA99/2003 :

- ✓ $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
- ✓ $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
- ✓ $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$

Les conditions du **RPA99/2003** sont vérifiées.

Donc on adopte des poutres secondaire de section **(30x40) cm**.

➤ **Bloc B :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab(II.1) : dimensionnement des poutres de bloc B

Les poutres	L	h	h	b	bxh
Poutre principale	5.15	$34.33\text{cm} \leq h \leq 51.5\text{cm}$	45	$13.5\text{cm} \leq b \leq 36\text{cm}$	30x45
Poutre secondaire	4.79	$31.93\text{cm} \leq h \leq 47.9\text{cm}$	40	$12\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm}$	30x40

- Ces dimensions doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA99 version 2003** qui se présente comme suit:

Tab(II.2) : résultats des vérifications des dimensions

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
b ≥ 20 cm	30	30	CV
h ≥ 30 cm	45	40	CV
h/b ≥ 4	1.5	1.33	CV

II.4. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charge verticales.

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

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale 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.

- Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max}[\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm}]$
- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \text{Max}[\frac{h_e}{25}, 15 \text{ cm}]$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \text{Max}[\frac{h_e}{22}, 15 \text{ cm}]$

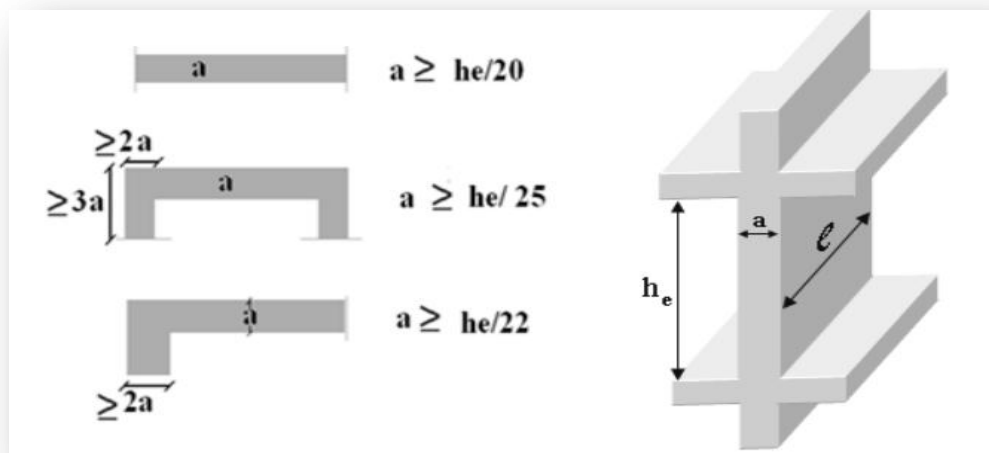


Fig. (II.3) : Pré dimensionnement des voiles

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type (cas le plus défavorable) avec :

$$h_e = 4,08 - 2 * 20 = 3.68 \text{ m.}$$

Et $a \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$

Donc $a \geq \text{Max}\left(\frac{368}{20}; 15 \text{ cm}\right) = 18.40 \text{ cm.}$

Alors on adopte pour tous les niveaux un voile de **a = 20 cm.**

Conclusion :

On adoptera les épaisseurs suivantes pour les deux bocs A et B :

- RDC+1^{er} étage : a=20cm
- Etages (2, 3, 4, 5, étages) : a=20cm
- entre sol : a=20cm

II.5. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations :

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

II.5.1. Plancher terrasse (corps creux) :

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

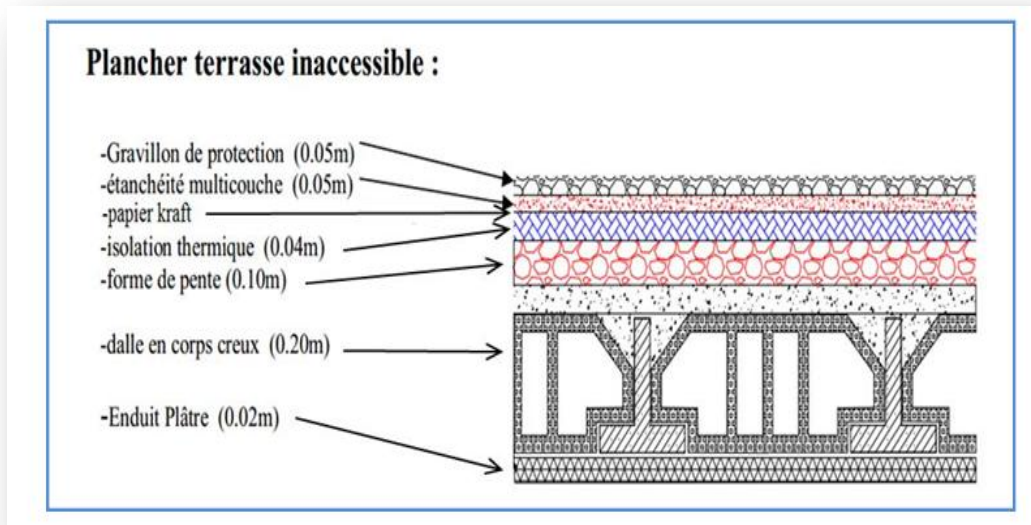


Fig. (II.4) : Détail de plancher corps creux terrasse.

Tab(II.3) : Charges permanentes du plancher corps creux terrasse.

Matériaux	Epaisseur (Cm)	Masse volumique KN/m ³	Charge permanente KN/m ²
Protection de gravillon	5	17.00	0.85
Etanchéité multicouche	5	2.4	0.12
Forme de pente	10	20	2
Papier kraft (2feuilles)	/	/	0.5
Isolation thermique	4	4.00	0.16
Dalle de compression + corps creux	16+4	14.25	2.85
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Total		6.68KN/m²	

II.5.2.Planchers des étages courants

- . Plancher étage courant (corps creux) :

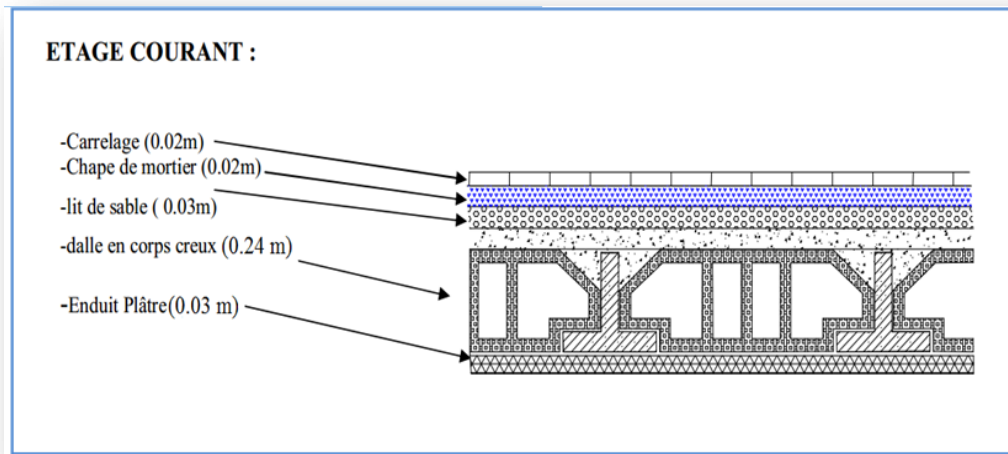


Fig. (II.5) : Détail de plancher corps creux étage courant.

Tab(II.4) Charges permanentes du plancher corps creux étage courant.

Matériaux	épaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Plancher en corps creux	16+4	14.25	2.85
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Cloison	10	9	0.9
Total		G = 5.11KN/m²	

II.5. 3Mur extérieur :

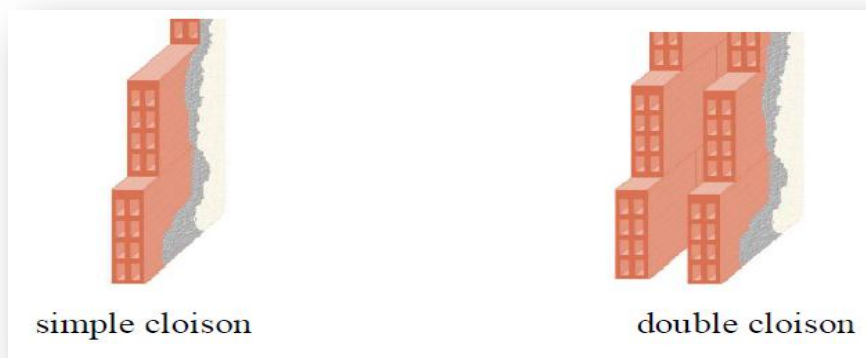
Tableau (II.5): Charge permanente mur extérieur :

Matériaux	Epaisseur (Cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
Brique creuse extérieure	10	9	0.9
Brique creuse intérieure	10	9	0.9
L'âme de l'air	5	/	/
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Enduit en ciment	2	10	0.2
Total		G = 2.2KN/m²	

II.5.4.Mur intérieur

Tableau (II.6): Charge permanente mur intérieur :

Matériaux	Epaisseur (Cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
Brique creuse intérieure	10	9	0.9
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Revêtement en ciment	2	20	0.4
Total	G = 1.50KN/m²		



Fig(II.6) : double et simple cloison

II.5.5.Charges et surcharges aux niveaux des escaliers

➤ Au niveau du palier

Tableau (II.7): Charge permanente au niveau du palier

Eléments constituants	M_{Vol} (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage.	22	0.02	0.44
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.40
Dalle plein.	25	0.18	4.50
Enduit en ciment.	18	0.02	0.36
Total			6.24

➤ Au niveau de la volée

Tableau (II.8): Charge permanente au niveau de la volée

Eléments constituants	M_{Vol} (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage.	22	0.02	0.44
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.4
Paillasse.	25	0.18	5.00
Marches.	22	0.18/2	1.98
Enduit en ciment.	18	0.02	0.36
Garde-corps.	/	/	1

II.5.6.Charges et surcharges au niveau des balcons

Tableau (II.9):charges permanent des balcons :

Eléments constituants	ρ_{vol} (kN/m ³)	e(m)	$\rho_{surface}$ (kN/m ²)
Gravillon de protection.	16	0.05	0.8
Couche de papier kraft	/	2 feuilles	0.5
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Forme de pente 1%	22	0.1	2.2
Dalle plein	/	0.16	4
Enduit plâtre	10	0.03	0.3
Total			8.08

II.5.7. Surcharges d'exploitation :

Désignation	Masse surfacique (kN/m ²)
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant	1.50
Bureaux.	2.50
acrotère	1
balcon	3.50
escalier	2.50

II.6.Les poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera en compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de l'arguer de 1cm sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

➤ **Principe**

Le pré-dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités (de rive, d'angle et de centre). On utilise un calcul basé sur la descente de charges, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- On considère le poteau le plus sollicité (central, de rive et d'angle).
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- On amènera le calcul à L'ELU (BAEL91) et la vérification d'après (RPA99 /V2003).

➤ **La formule générale :**

$$B_r \geq \frac{K, \beta, N_u}{\frac{\theta \cdot f_{bu}}{0.9} + 0.9 \frac{f_{ed}}{100}}$$

Où :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

$B_r = (a-0.02) (b-0.02)$: Section réduite obtenue en retirant 1cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau.

$N_u = 1,35G + 1,5Q$: Effort normal ultime sollicitant le poteau.

$$\left. \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1.20 \\ \text{et } f_{c28} \text{ à remplacer par } f_{cj} \end{array} \right\} \text{ Si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.}$$

$k = 1.00$ Pour les autres cas .

θ : Est en fonction de la durée T d'application des actions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ si } T > 24h \\ \theta = 0,9 \text{ si } 1h \leq T \leq 24 \\ \theta = 0,85 \text{ si } T < 1h \end{array} \right.$$

Dans notre cas :
$$\begin{cases} K = 1 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_c}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique (λ) des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra : $\lambda=35$

D'où :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,2$$

α : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique (λ)

$$\begin{cases} \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2) & \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \times (50/\lambda)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$$

$$Br \geq ((1 \times 1,2 \times Nu \times 10^{-3}) / (1 \times (14,2/0,9) + (0,85/100) \times 348)) \times 10^4$$

$$Br = 0,64Nu \text{ (cm)}$$

❖ Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5%.

Ce qui donne :

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

Avec :

- **n** : Nombre d'étage ;
- **Q₀** : Charge d'exploitation sur la terrasse ;
- **Q₁ + Q₂ + + Q_n** : Charges d'exploitation des planchers courants.
-

- Dégression des charges d'exploitation

Tab (II.10) : dégression des charges d'exploitation

Niveau des plancher	Charge d'exploitions	La valeur des charges	Σ Charge d'exploitions	Σ Des charges d'exploitions
Ter	Q_0	1.0	Q_0	1.00
P5	Q_1	1,5	Q_0+Q_1	2,50
P4	Q_2	1,5	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P3	Q_3	1,5	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P2	Q_4	1,5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P1	Q_5	2.5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	8.22
RDC	Q_6	2.5	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 + Q_6)$	9.25
Entre sol	Q_7	3.5	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 + Q_6+ Q_7)$	11.29

➤ Méthode de calcul

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

- Charge permanente:

$$N_G = G \times S \quad \text{avec : } S : \text{ la surface offerte majorée}$$

- Charge d'exploitation :

$$N_Q = Q \times S$$

- La charge limite ultime N_{ul}

$$N_{ul} = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

- Détermination de la section :

$$B_r = 0.64N_u$$

$$B_r = (a - 0.02)^2 :$$

$$a = b = \sqrt{B_r} + 2 : \text{ Pour une section carrée}$$

Blocs A :

- Poteau central :

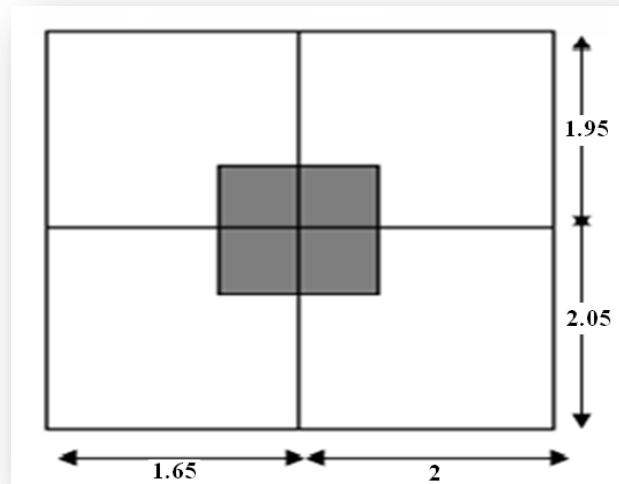


Fig. (II.7) : La surface revenant au poteau central

- La surface revenant au poteau central est :
 $S = 14.60 \text{ m}^2$
- On majore la surface reprise par le poteau intérieur par un coefficient de majoration égale à 1.15
- $S_{\text{majorée}} = 14.60 \times 1.15 = 16.79 \text{ m}^2$

Tab(II.11) : Les charges permanent et d'exploitation des poteaux de chaque étage

Niveau	G	G _{majoré}	G _{cumulé}	Q	Q _{cumulé}	N _G	N _Q	N _U	B _r	a=b	axb
Terrasse	6,68	7,35	7,35	1	1	123,40	16,79	191,78	/	/	/
N5	5,11	5,62	12,97	1,5	2,5	217,76	41,97	356,94	228,44	17,11	35X35
N4	5,11	5,62	18,59	1,5	3,85	312,126	64,64	518,33	331,73	20,21	35X35
N3	5,11	5,62	24,21	1,5	5,05	406,48	84,78	675,94	432,60	22,79	40X40
N2	5,11	5,62	29,83	1,5	6,1	500,84	102,41	829,77	531,05	25,04	40X40
N1	5,11	5,62	35,45	2,5	8.60	595,20	144,39	1020,11	652,87	27,55	45X45
RDC	5,11	5,62	41,07	2,5	11.10	689,56	186,36	1210,46	774,69	29,83	45X45
E/sol	5,11	5,62	46.69	3.5	14.60	783,92	245,13	1425,99	912,63	32,20	45X45

Bloc B :

➤ Poteau central :

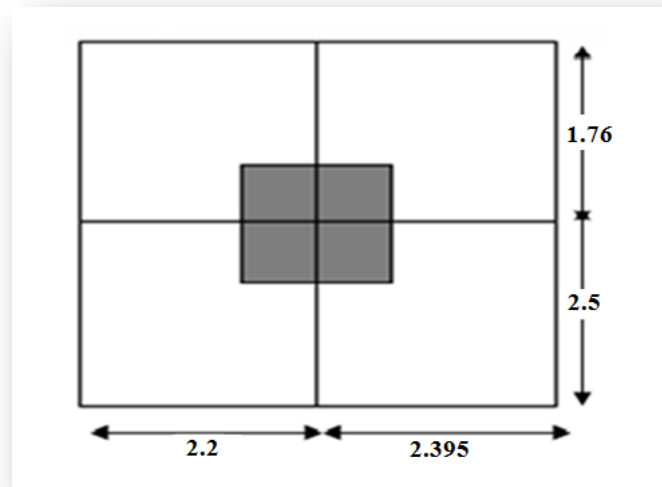


Fig. (II.8) : La surface revenant au poteau central

- La surface revenant au poteau central est :
 $S = 19.57 \text{ m}^2$
- On majore la surface reprise par le poteau intérieur par un coefficient de majoration égale à **1.15**
- $S_{\text{majorée}} = 19.57 \times 1.15 = 22.50 \text{ m}^2$

Tab(II.12) : Les charges permanent et d'exploitation des poteaux de chaque étage

Niveau	G	G _{majoré}	G _{cumulé}	Q	Q _{cumulé}	N _G	N _Q	N _U	B _r	a=b	axb
Terrasse	6,68	7,35	7,35	1	1	165,37	22,5	257,00	/	/	/
N5	5,11	5,62	12,97	1,5	2,5	291,82	56,25	478,33	306,1368	19,49	35X35
N4	5,11	5,6	18,59	1,5	3,85	418,27	86,625	694,60	444,5496	23,08	35X35
N	5,11	5,62	24,21	1,5	5,05	544,72	113,625	905,81	579,7224	26,07	40X40
N2	5,11	5,62	29,83	1,5	6,1	671,17	137,25	1111,96	711,6552	28,67	40X40
N1	5,11	5,62	35,45	2,5	8.60	796,5	193,5	1365,52	873,936	31,56	45X45
RDC	5,11	5,62	41,07	2,5	11.10	924,07	249,75	1622,12	1038,1608	34,22	45X45
E/sol	5,11	5,62	46.69	3.5	14.60	1050,5	328,5	1910,95	1223,0136	36,97	45X45

Commentaire :

Il est évident que les calculs relatifs aux poteaux de rive et d'angle ont conduit à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour le poteau central (le plus sollicité), mais pour des raisons pratiques et afin de créer une homogénéité architecturale et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

On adopte les mêmes sections pour tous les poteaux (sections de poteau central).

• **Vérification des poteaux aux exigences de l’RPA 2003**

L'article 7.4.1 de RPA99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min}(b, h) \geq 30$$

$$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq b / h \leq 4$$

Tab(II.13) : La vérification des conditions exigées

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 35$	CV
	$\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 13.3$	CV
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	CV
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 40$	CV
	$\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 13.3$	CV
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	CV
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 45$	CV
	$\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 18.4$	CV
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1.00$	CV

• **Vérification au flambement :**

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

On a :

- $L_f = 0.7 l_0$ (la hauteur de poteau)
- $\lambda = L_f / i$ (l'élancement)
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale)

Tab(II.14) : vérification de flambement

La section	L_f	i	λ	$\lambda < 50$
35x35	2.142	0.101	21.20	vérifiée
40x40	2.142	0.1154	18.56	Vérifiée
45x45	2.856	0.1299	21.98	Vérifiée

Conclusion :

On adoptera les sections suivantes :

- (35 x 35) cm² poteau 4^{ème} et 5^{ème} étages.
- (40 x 40) cm² poteau 3^{ème} et 2^{ème} étages.
- (45 x 45) cm² poteau 1^{er} étage et R.D.Cet l'entre sol

II.7.CONCLUSION:

Après avoir pré dimensionné tous les éléments, nous pouvons résumer les résultats dans le tableau suivant :

Tab(II.15) : pré dimensionné tous les éléments du structure

Hauteur	Plancher corps creux	Ht=20cm
	Dalle plein(balcon)	e =15 cm
Section des poutres	Poutre principale	(30x45) cm²
	Poutre secondaire	(30x40) cm²
Section des poteaux	RDC ; NIV1 Entre sol	(45x45) cm²
	NIV 2 et 3	(40x40) cm²
	NIV 4 et 5	(35x35) cm²
Epaisseur des voiles	RDC ; NIV 1 (2, 3, 4,5étages) Entre sol	a=20 cm a=20 cm a=20 cm

Chapitre III
Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère :

III.1.1. Introduction :

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

III.1.2. Principe de calcul :

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

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur.

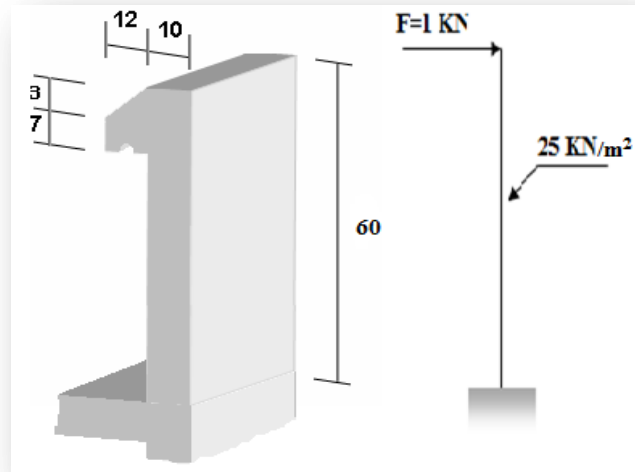


Fig.(III.1) : L'acrotère

III.1.3. Évaluation des charges et surcharges :

III.1.3.a .Charge permanent

Poids propre : $G = [(0,6.0,1) + (0,07.0,12) + (0,03.0,12 / 2)].25 = 1.755 \text{ KN/ml}$

III.1.3.b. Charge d'exploitation

$Q = 1 \text{ KN/ml}$

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p .W_p \quad [1] \gg \text{Art [6.2.3]} \ll \ll$$

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage, zone sismique).

C_p = facteur de force horizontale [1] \gg **Tab [6.1]** $\ll \ll$

W_p = poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur

A = 0,15 [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone II)]

$C_p = 0,8$

$W_p = 1.755 \text{ KN}$

D'ou: $F = 4.0,15.0,8. 1.755 = 0,842 \text{ KN} < 1,5. Q = 1,5 \text{ KN} \rightarrow \text{ok}$

L'acrotère résiste à la force sismique.

Remarque :

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de 1 m de la largeur en flexion composée.

III.1.4. Détermination des efforts :

À L'E.L.U

L'effort normal : $N_u = 1,35.G = 1,35.1.755 = 2.369 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_u = 1,5.Q.h = 1,5.1.0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_u = 1,5.Q = 1,5.1 = 1,5 \text{ KN}$

À L'E.L.S

L'effort normal : $N_{ser} = G = 1,755 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_{ser} = Q.h = 1.0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_{ser} = Q = 1 \text{ KN}$

III.1.5. Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée.

Ferrailage :

Donnée : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$, $d = 7,5 \text{ cm}$, $c = c_1 = 2,5 \text{ cm}$.

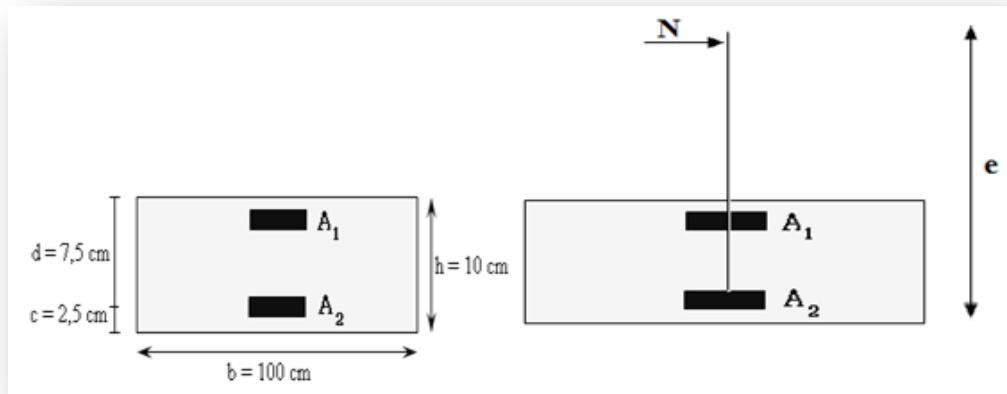


Fig. (III.2): Section de B.A l'ELU

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tab(III.1) : les valeurs de résistances caractéristiques matériaux

Données			
f_{c28}	25 Mpa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 Mpa	d	7.5 cm
f_e	400 Mpa	c	2.5 cm
σ_{badm}	14,2 Mpa	c'	2.5 cm
σ_{sadm}	348 Mpa	b	100 cm

III.1.5.a. L'E.L.U :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \cdot 10^2}{2,369} = 38 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c_1 + e = 5 - 2,5 + 38 = 40,5 \text{ cm}$$

$$e = 38 \text{ cm} \geq \frac{h}{2} - c_1 = 2,5 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$M_1 = N_u \cdot a = 2,369 \cdot 0,4050 = 0,96 \text{ KN.m}$$

Le calcul sera en flexion simple à l'état limite ultime

$$M_u = M_1 = N_u \cdot a = 0,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,96 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 7,5^2} = 0,012 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow \alpha = 0,0151 \rightarrow \beta = 0,994 \quad \varepsilon = 10 \text{ ‰} > \varepsilon_1 = 1,739 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \bar{\sigma}_s$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,96 \cdot 10^6}{0,994 \cdot 75 \cdot 348} = 37 \text{ mm}^2 = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A' = 0 \text{ cm}^2, \quad A_2 = A - \frac{N_u}{\sigma_s} = 37 - \frac{2,369 \cdot 10^3}{348} = 30,19 \text{ mm}^2 = 0,3 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,1 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0,1 \cdot 100 \cdot 10}{100} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 0,3 \text{ cm}^2 < A_{\min} \Rightarrow A_1 = A_{\min} = 1 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $A_2 \equiv 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0,50 \leq A_r \leq 1,00 \rightarrow \text{Donc, on prendra } A_r =$$

Espacement :

$$St = (b/4) = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

$$Str = (h/4) = 60/4 = 15 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min[3h = 30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

$$Str = 15 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min[4h = 40 \text{ cm}, 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

III.1.6. Vérification des contraintes à l'ELS:

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,6 \cdot 10^2}{1,775} = 34,18 \text{ cm}$$

On doit vérifier l'inégalité : $\frac{M'_G}{N_{\text{ser}}} \geq \frac{I_G}{B_0 \cdot \gamma_2}$

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2) = 100 \cdot 10 + 15(0 + 2,01) = 1030,15 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot (A_1 \cdot c_1 + A_2 \cdot d) \right] = \frac{1}{1030,15} \left[\frac{100 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot (2,01 \cdot 7,5) \right] = 5,07 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_2 = h - \gamma_1 = 10 - 5,07 = 4,93 \text{ cm}^2$$

$$I_G = \frac{b}{3} (\gamma_1^3 + \gamma_2^3) + 15 [A_1 \cdot (\gamma_1 - c_1)^2 + A_2 \cdot (\gamma_2 - c_2)^2] = 8516,26 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_G}{B_0 \cdot \gamma_2} = \frac{8516,26}{1030,15 \cdot 4,93} = 1,677 \text{ cm}$$

$$M'G = N_{ser} \times CG'$$

$$\text{Avec: } CG' = CG + GG' = CG + \left(\gamma_1 - \frac{h}{2}\right) = \left(e_0 - \frac{h}{2} - c\right) + \left(\gamma_1 - \frac{h}{2}\right) = 26,76 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } \frac{M'_G}{N_{ser}} = 26,76 \text{ cm} > \frac{I_G}{B_0 \cdot \gamma_2} = 1,677$$

→ on a une section partiellement comprimée

$$\text{Il faut vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\text{Où } \sigma_b = k \cdot \gamma_1 \text{ Avec } k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}} \cdot \sigma_s = 15(k - \gamma_1)$$

$$c = -e_0 + \frac{h}{2} = -34,18 + \frac{10}{2} = -29,18 \text{ cm}$$

Détermination de γ_1

Pour déterminer γ_1 , il faut résoudre l'équation suivante

$$\gamma_2^3 + p \cdot \gamma_2 + q = 0 \dots \dots \dots * \quad \text{tel que}$$

$$p = -3c^2 + \frac{90A_2}{b}(d - c) \Rightarrow p = -2488,06 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_2}{b}(d - c)^2 \Rightarrow q = 47258,06 \text{ cm}^2$$

c : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c"

Et puisque "N" est un effort de compression donc " c = h/2 - e = - 29.18 cm < 0".

D'où l'équation (*) devient :

$$\gamma_2^3 + (-2488,06) \cdot \gamma_2 + 47258,06 = 0$$

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

$$0 < \gamma_1 = \gamma_2 + c < hc = -29,18 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} p = -2488.06 \text{ cm}^2 \\ q = 47258.06 \text{ cm}^2 \end{cases} \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4,85.10^7 < 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,989 \rightarrow \varphi = 171,49^0 \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 57,6 \end{cases}$$

Finalement, on trouve :

$$\gamma_2 = \begin{cases} a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 31,196 \\ a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 26,334 \\ a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -57,531 \end{cases}$$

Et les valeurs exactes de par interpolation γ_2 :

$$\begin{cases} \gamma_2' = 31,1955 \\ \gamma_2'' = 26,333 \quad \text{rejetée comme valeur } (y_2 + c < 0) \\ \gamma_2''' = -57,528533 \quad \text{rejetée comme valeur } (< 0) \end{cases}$$

γ_1 : Distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$D'où alors $0 < \gamma_1 = (\gamma_2' = 31,1955) + (c = -29,18) = 2,0155 \text{ cm} < (h = 10 \text{ cm})$$$

Donc on prend $\gamma_2 = 31,1955 \text{ cm}$

$$\text{En revanche on a : } k = \frac{N_{ser}}{S'_G}$$

$$S'_G = \frac{b\gamma_1^2}{2} + 15[A_1 \cdot (\gamma_1 - c_1) - A_2 \cdot (d - c_1)] = 45,09 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow k = \frac{1,775}{45,09} = 0,039 \text{ N/mm}^3$$

Les contraintes :

$$\sigma_b = k \cdot \gamma_1 = 0,039 \cdot 20,155 = 1,8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15k \cdot (d - \gamma_1) = 15 \cdot 0,039 \cdot (75 - 20,155) = 32,08 \text{ Mpa}$$

Donc, on obtient :

$$\sigma_b = 1,8 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 32,08 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ Mpa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ (HA)

Les sections finales sont les sections calculées à L'E.L.U

$$A_2 = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition :

$$A_{\text{rép1}} = \frac{A_1}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm} \Rightarrow A_{\text{rép1}} = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{rép2}} = \frac{A_2}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm} \Rightarrow A_{\text{rép2}} = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

Pour les armatures principales : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \bar{S}_t = \text{Min}[3 \cdot h, 33 \text{ cm}] = 20 \text{ cm}$

Pour les armatures de répartitions : $S_t = \frac{80}{4} = 20 \text{ cm} < \bar{S}_t = \text{Min}[4 \cdot h, 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$

III.1.7. Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 1,5 - \frac{0,96 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,75} = -12,72 \Rightarrow T = -12,72 < 0$$

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

III.1.8. Vérification des contraintes de cisaillement de béton :

On doit vérifier les contraintes de cisaillement de béton égalant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 75} = 0,02 \text{ Mpa} \quad (V_u = T_u)$$

La contrainte admissible:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u = 0,02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ Le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

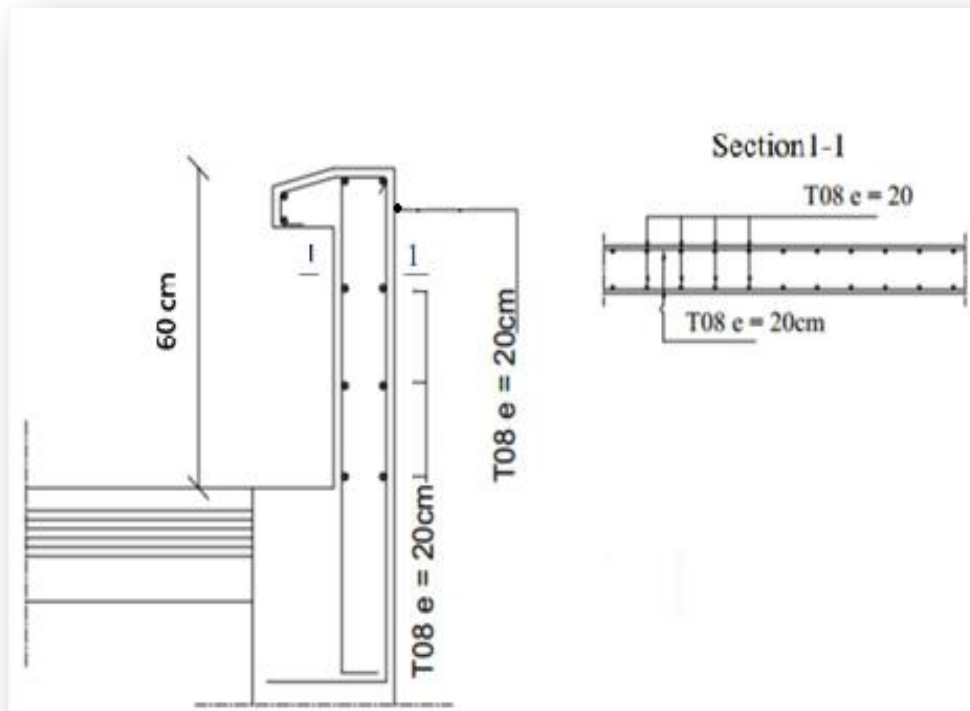


Fig. (III.3) Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

III.2.1. INTRODUCTION

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer le déplacement horizontal.
- Limiter les étages.

Les planchers sont des diaphragmes rigides.

Qui ont le rôle de :

- ✓ Résister aux charges
- ✓ Permettre une isolation thermique
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (la structure poutres et chainages et poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur

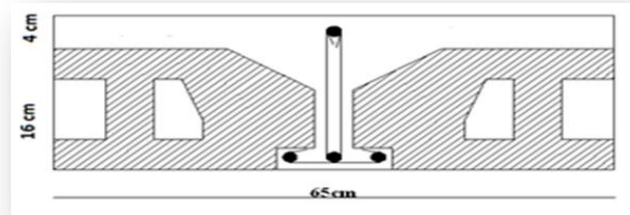


Fig. (III.4) : Schéma de position des éléments de plancher corps creux

III.2.3. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés nuance TS520) l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles

III.2.4. Calcul des armatures :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L=65cm).

Nous adaptons : soit 6φ6/ml ; A= 1,7 cm², St= 15cm.

Avec St : distance entre les armatures

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 6φ6/ml; A=1,7 cm², St= 15cm.

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (6x6x150x150) mm⁴.

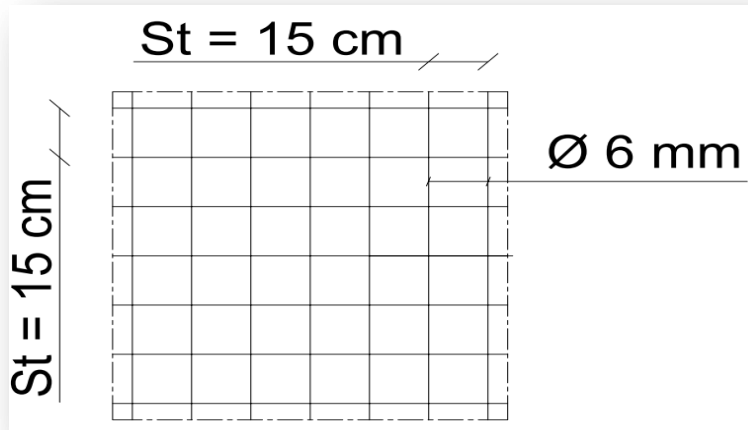


Fig. (III.5) : Schéma de ferrailage de la table de compression

III.3. Etude des poutrelles:

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est $S = 0,65 \cdot L$, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée.

III.3.1. calcul des poutrelles :

Leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

III.3.2. Dimensions de la poutrelle :

Bloc (A et B) :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{1}{25} \leq \left(\frac{20}{470} = \frac{1}{23,5} \right) \leq \frac{1}{20}$$

$$\frac{470}{25} \leq h \leq \frac{470}{20} \rightarrow 18,8 \leq h \leq 23,5 \text{ cm} \Rightarrow h = 20 \text{ cm}$$

$$0.4 \cdot h \leq b_0 \leq 0.6 \cdot h \Rightarrow 0.4 \cdot 20 \leq b_0 \leq 0.6 \cdot 20 \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12$$

Soit $b_0 = 12 \text{ cm}$

L₀ : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, avec :

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : La grande portée dans le sens des poutres secondaires,

$$L = 4.7 \text{ m}$$

h₀ : L'épaisseur de la dalle de compression,

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

Avec : b : Largeur de la dalle de compression, avec :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} h = 16 \text{ cm} & h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & b_0 = 12 \text{ cm} \\ L = 4.7 \text{ m} & L_0 = 53 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

	L	L₀	h	h₀	b	b₀	c
Bloc A	4,7	53	16	4	65	12	26,5
Bloc B	4,79	53	16	4	65	12	26,5

Tab (III.2) : Dimensionnement de la table de compression

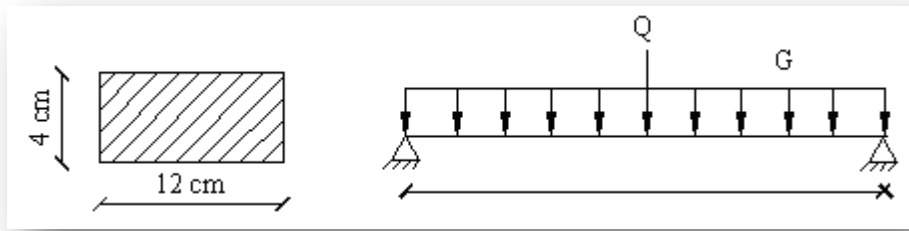


Fig. (III.6) : Schématisation de la poutrelle avant coulage.

1^{ère} Étape: Avant le coulage de la table de compression

Poutrelle de travée L=4,70m

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte:

Son poids propre.

Poids du corps creux.

Surcharge due à l'ouvrier Q=1kN/m²

III.3.3.Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes :

Tab (III.3) : Les charges et surcharges de la dalle de compression

Poids propre de la poutrelle	0,12 x 0,04 x 25	0,12 kN/ml
Poids du corps creux	0,65.1	0,65 kN/ml
Charges permanent	G = 0,77 kN/ml	

Charges d'exploitation :

L'intensité du poids de l'ouvrier, le poids des matériaux et du coffrage est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = \text{Max} [1 \text{ KN (au milieu de la poutrelle)} ; 0.5 \text{ KN/ml de portée}] [1]$$

$$Q = \text{Max} [1 \text{ KN} ; 0,5 \times 4,7] \rightarrow Q = 2,35 \text{ KN.}$$

Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,01 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 1,42 \text{ kN/ml}$

Calcul des moments en travées :

Bloc A :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,01 \cdot (4,7)^2}{8} = 5,55 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{8} = \frac{1,42 \cdot (4,7)^2}{8} = 3,92 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,01 \cdot 4,7}{2} = 4,72 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l}{2} = \frac{1,42 \cdot 4,7}{2} = 3,34 \text{ kN.m}$$

III.3.4.Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$M_u = 5,55 \text{ kN.m}$; $b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $d = 0,9 \cdot h = 3,6 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5,55 \cdot 10^6}{120 \cdot 36^2 \cdot 14,17} = 2,51$$

$\mu_{Lu} = 10^{-4} (3440 \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} - 3050)$; avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5,55}{2,92} = 1,9$

$\mu_{Lu} = 10^{-4} (3440 \cdot 1,9 + 49 \cdot 25 - 3050) = 0,47$

$\mu_{bu} = 2,51 > \mu_{Lu} = 0,47 \Rightarrow A' \neq 0$

\Rightarrow la section est doublement armée

Tab (III.4) : vérification de calcul de l'armature

	$M_u \text{ kN.m}$	$M_{ser} \text{ kN.m}$	T_u	T_{ser}	μ_{bu}	μ_{Lu}	$\mu_{bu} > \mu_{Lu}$	A'
Bloc A	5,55	3,92	4,72	3,34	2,51	0,47	ok	$\neq 0$
Bloc B	5,76	4,07	4,81	3,40	2,61	0,3	ok	$\neq 0$

➤ 2^{ème} Étape : Après le coulage de la table de compression.

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles avec les dimensions suivantes : $b=65$ cm, $h_0=4$ cm,

$b_0=12$ cm, $h=20$ cm

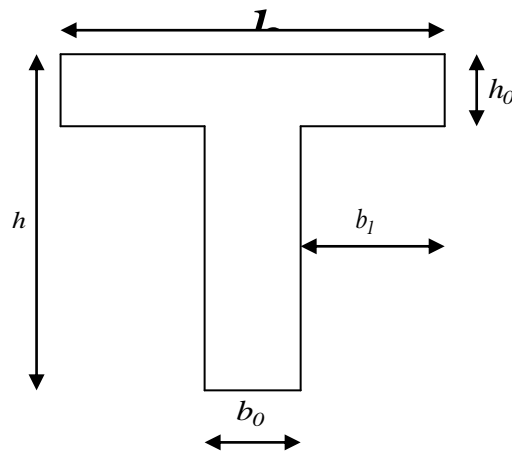


Fig. (III.7) : section en T de la Poutrelle

III.3.5.Charge, surcharge et les combinaisons des charges :

Tab (III.5): Evaluation des charges de la Poutrelle

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _{ser} (KN/ml)
Plancher Terrasse	6,68	1	6,84	5
Etage courant	5,11	1.5	5,95	4,3
1 ^{er} étage	5,11	4	8,38	5,92
RDC	5,11	4	8,38	5,92

Charges de RDC:

Remarque : $\begin{cases} E.L.U : q_u = (12,89) \times 0.65 = 8,38 \text{ KN / ml} \\ E.L.S : q_{ser} = (9,11) \times 0.65 = 5,92 \text{ KN / ml} \end{cases}$

Comme le plancher de (RDC) est plus chargé que celui de la terrasse, on fait le calcul pour le plancher de RDC.

III.3.6.Choix de la méthode de calcul :**Méthode forfaitaire****Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est -à- dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée

Domaine d'application :

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

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

$$0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- 4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique :

La méthode de CAQUOT**Domaine d'application :**

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles ; elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

Application de la méthode :

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue, entouré par les deux travées ouest(W) et est(e) de longueurs respectives L_w et L_e . Ces travées supportent respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité q_w et q_e .
- Des charges concentrées P_w et P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée w soit vers la droite de la travée e
- La longueur réduite de chaque travée L' :
 - * $L' = L$ pour une travée de rive
 - * $L' = 0.8 L$ pour une travée intermédiaire

● Règle des moments :

$$M_a = \frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

M_a : Moment aux appuis due aux charges réparties sur les deux travées

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{qX^2}{2}$$

M_t : Le moment maximal en travée avec

$$X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q_w \cdot \frac{L}{2} V_e = V_w + q \cdot L$$

Avec:

V_w: L'effort tranchant sur l'appui gauche

V_e: L'effort tranchant sur l'appui droit

Le calcul s'effectue par la méthode **CAQUOT** qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

Conditions d'application:

$$1) Q = 5 \text{ KN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 2 \times 5,28 = 10,56 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3) \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,70}{3,5} = 1,34 \Rightarrow 0,8 < 1,34 < 1,25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

4) La fissuration est peu nuisible.

$$\alpha = Q/G + Q$$

$$M_t \geq \max \{ 1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

Avec :

M_w et M_e sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (W) et de droite(e) dans la travée considérée.

M_t le moment maximal en travée dans la travée considérée

$$\text{Effort tranchant} \begin{cases} V_e = -\frac{q.l'}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l'} \\ V_w = \frac{q.l'}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l'} \end{cases}$$

III.3.7. Calcul des poutrelles (méthode CAQUOT)

1^{ère} Type : Poutrelles à 5 travées (Bloc A) :



Fig. (III.8) Schéma statique de la poutrelle à 5 travées

III.3.8. Evaluation des charges et surcharges :

$$G = 5,11 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = (G + Q) \cdot 0,65 = 5,92 \text{ KN/ml}, \quad P_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,65 = 8,38 \text{ KN/ml}$$

AL'ELU :

Tab (III.6): calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L(m)	3,40	4,7	3,5	3,35	4,44	
L'(m)	3,40	3,76	2,8	2,68	4,44	
q_u (KN/ml)	8,38	8,38	8,38	8,38	8,38	
Appui	1	2	3	4	5	6
L'w (m)	0	3,40	3,76	2,8	2,68	4,44
L'e (m)	3,40	3,76	2,8	2,68	4,44	0
M_a (KN.m)	11,4	12,73	11,29	7,41	16,51	<u>19,44</u>
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
M_w (KN.m)	0	-11,4	-13,94	-7,73	-7,08	
M_c (KN.m)	-11,4	-13,94	-7,73	-7,08	0	
V_w (KN)	-10,89	-15,08	-13,95	-11,47	<u>-20,2</u>	
V_e (KN)	17,6	16,43	9,51	10,99	17	
X_0 (m)	1,3	1,8	1,66	1,37	2,41	
M_t (KN.m)	7,07	2,17	-2,33	-0,12	<u>17,26</u>	

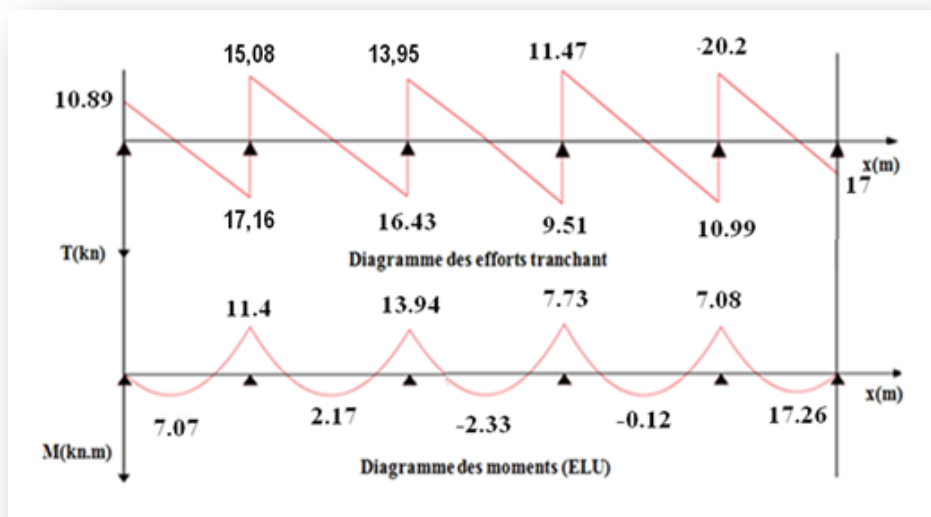


Fig. (III.9) : diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants (ELU)

AL'ELS:

Tab (III.7): calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
L(m)	3,40	4,7	3,5	3,35	4,44	
L'(m)	3,40	3,76	2,8	2,68	4,44	
q_s (KN/ml)	5,92	5,92	5,92	5,92	5,92	
Appui	1	2	3	4	5	6
L'w (m)	0	3,40	3,76	2,8	2,68	4,44
L'e (m)	3,40	3,76	2,8	2,68	4,44	0
M_a (KN.m)	8,05	9	7,97	5,24	10,44	<u>13,73</u>
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
M_w (KN.m)	0	-8,05	-9,85	-5,46	-5	
M_e (KN.m)	-8,05	-9,85	-5,46	-5	0	
V_w (KN)	-7,7	-10,65	-9,86	-8,1	<u>-14,27</u>	
V_e (KN)	12,43	11,61	6,71	7,76	12	
X_0 (m)	1,3	1,8	1,66	1,37	2,41	
M_t (KN.m)	5	1,53	-1,64	0,08	<u>12,2</u>	

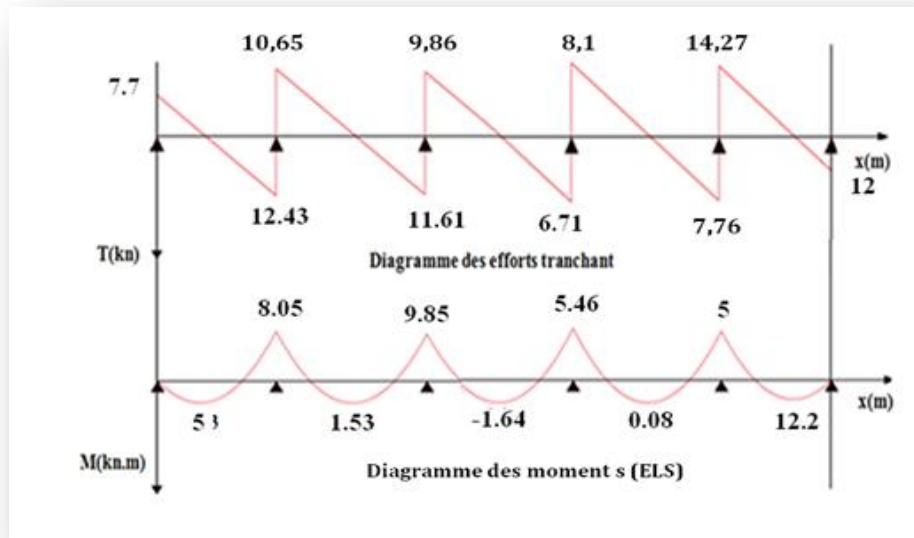


Fig. (III.10) : diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants (ELS)

2^{ème} Type : Poutrelles à 3 travées (Bloc B) :

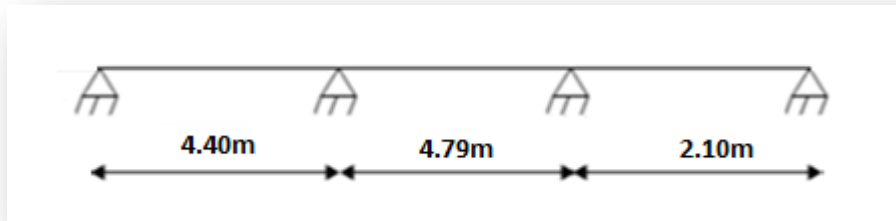


Fig. (III.11) : Schéma statique de la poutrelle à 3 travées

AL'ELU :

Tab (III.8): calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants

Travée	1-2	2-3	3-4	
L(m)	4,40	4,79	2,10	
L'(m)	4,40	3,83	2,10	
q_u (KN/ml)	8,38	8,38	8,38	
Appui	1	2	3	4
L'w (m)	0	4,40	3,83	2,10
L'e (m)	4,40	3,83	2,10	0
M_a (KN.m)	<u>19,09</u>	16,93	10,88	4,35
Travée	1-2	2-3	3-4	
M_w (KN.m)	0	-19,09	-14,46	
M_e (KN.m)	-19,09	-14,46	0	
V_w (KN)	-14,1	<u>-17,26</u>	-15,68	
V_e (KN)	22,77	14,84	1,92	
X_0 (m)	1,68	2,06	1,87	
M_t (KN.m)	<u>11,86</u>	-1,31	0,21	

AL'ELS:

Tab (III.9): calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants

Travée	1-2	2-3	3-4	
L(m)	4,40	4,79	2,10	
L'(m)	4,40	3,83	2,10	
q_u (KN/ml)	5,92	5,92	5,92	
Appui	1	2	3	4
L'w (m)	0	4,40	3,83	2,10
L'e (m)	4,40	3,83	2,10	0
M_a (KN.m)	<u>13,48</u>	11,96	7,69	3,07
Travée	1-2	2-3	3-4	
M_w (KN.m)	0	-13,48	-10,21	
M_e (KN.m)	-13,48	-10,21	0	
V_w (KN)	-9,96	<u>-12,19</u>	-11,08	
V_e (KN)	16,09	10,48	1,35	
X_0 (m)	1,68	2,06	1,87	
M_t (KN.m)	<u>8,38</u>	-0,93	0,16	

3^{ème} Type Poutrelles à 7 travées (Bloc B) :

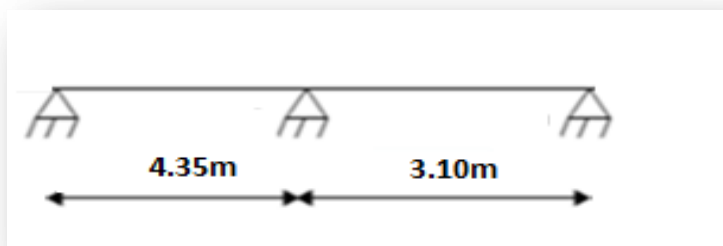


Fig. (III.12) : Schéma statique de la poutrelle à 2 travées

AL'ELU :

Tab (III.10): calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants

Travée	1-2		2-3	
L(m)	4,33		3,10	
L'(m)	4,33		2,48	
q _u (KN/ml)	8.38		8.38	
Appui	1	2	3	
L'w (m)	0	4,33	2,48	
L'e (m)	4,33	2,48	0	
M _a (KN.m)	<u>18,48</u>	13,96	6,06	
Travée	1-2		2-3	
M _w (KN.m)	0		-18,48	
M _e (KN.m)	-18,48		0	
V _w (KN)	-13,87		<u>-17,84</u>	
Ve (KN)	22,41		2,94	
X ₀ (m)	1,65		2,13	
M _t (KN.m)	<u>11,48</u>		0,51	

AL'ELS :

Tab (III.11): calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants

Travée	1-2		2-3	
L(m)	4,33		3,10	
L'(m)	4,33		2,48	
q _u (KN/ml)	5,92		5,92	
Appui	1	2	3	
L'w (m)	0	4,33	2,48	
L'e (m)	4,33	2,48	0	
M _a (KN.m)	<u>13,06</u>	9,69	4,28	
Travée	1-2		2-3	
M _w (KN.m)	0		-13,06	
M _e (KN.m)	-13,06		0	
V _w (KN)	-9,8		<u>-12,82</u>	
Ve (KN)	15,83		1,86	
X ₀ (m)	1,65		2,16	
M _t (KN.m)	<u>8,11</u>		0,82	

III.3.9.Ferrailage :

On les plus grand valeurs et on généralise pour les deux blocs

Plancher bloc (A et B) :

III.3.9.1.Calcul des armatures longitudinales :

En travée :

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T.

$$M_t^{\text{Max}} = 31,47 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \cdot b} = 14.2 \text{ MPa}$$

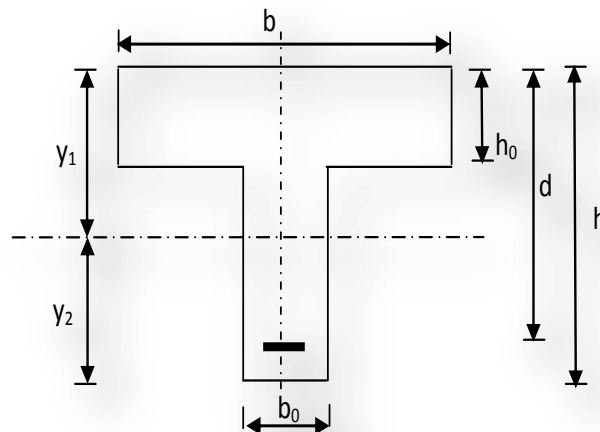


Fig. (III.13) : dimension de section en T de poutrelle

$$b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ;$$

$$h = 20 \text{ cm} ; d = 0.9h = 18 \text{ cm}$$

Donc :

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

On a :

$M_t^{\text{Max}} = 17,26 \text{ KN.m} < M_0 = 59.07 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs,

la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de hauteur $h=20\text{cm}$ et de largeur $b=0.65\text{m}$

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,26 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0577$$

Calcul de μ_{lu} :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{19,44}{13,73} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4}(3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4}(3440 \times 1.41 + 49 \times 25 - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 0.302$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.0577 \\ \mu_{lu} = 0.302 \end{array} \right. \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ , (section de béton est simplement armé)}$$

$\mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée

Calcul de Z_b :

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.18(1 - 0.6 \times 0.0577)$$

$$z_b = 0.174 \text{ m} = 17,4 \text{ cm}$$

Calcul de A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_t}{z_b \times f_{ed}} = \frac{17,26 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 2,85 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,85 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA12 = 3,39 cm²

En appui :

$$M_a^{Max} = 19,44 \text{ KN.m}$$

La table est entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire

Avec : $d=0.18 \text{ m}$ et $b=0.12\text{m}$

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19,44 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.065$$

Calcul de μ_{lu} :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{19,44}{13,73} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4}(3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4}(3440 \times 1.41 + 49 \times 25 - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 0.302$$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.065 \\ \mu_{lu} = 0.303 \end{cases} \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \quad , \text{(section de béton est simplement armé)}$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

Calcul de Z_b :

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.18(1 - 0.6 \times 0.065) \Rightarrow z_b = 0.173 \text{ m} = 17.3 \text{ cm}$$

Calcul de A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{19,44 \times 10^{-3}}{0.173 \times 348} = 3.23 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,23 \text{ cm}^2$$

On prend : 1HA16+1HA14 = 3,55 cm²

III.3.9.2. Calcul des armatures transversales : (Art- A.7, 22 /BAEL 99):

$$\begin{cases} \phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) \\ \phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 2.45l, \frac{12}{10}\right) \\ \phi_t \geq 0,57 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $\phi = 6 \text{ mm} \Rightarrow$ les armatures sont 2HA6 = 0.57 cm²

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9.d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \text{ en zone courante}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{20}{4}; 12 \times 1\right\} = 5 \text{ cm en zone nodale}$$

On prend un espacement : $S_t = 16 \text{ cm}$ en zone courante

$$S_t = 6 \text{ cm en zone nodale}$$

III.3.10. Vérification :

À l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot d \cdot b_0 \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.18 \times 0.12 \frac{2.1}{400} 10^4 = 0.26 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

En travée : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

III.3.10.1. Vérification de la disposition des armatures d'acier :

Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : $S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(80 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V$

III.3.10.2. Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5.1.1/BAEL 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} \text{ Avec :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u^{max} = 26,05 \text{ KN} \\ \bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \\ \tau_u = \frac{20,210^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0,93 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0,93 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

III.3.10.3. Vérification de la condition d'adhérence (Art A. 6.1.3.1/BAEL 99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi F_{t28} \psi = 1.5 \text{ pour Fe 400} \\ \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{20,2 \times 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,18 \cdot \pi \cdot 3 \cdot 0,01} = 1,32 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

Avec : $\left\{ \sum u_i = n\pi\phi \right.$ Sommes des périmètres utiles des barres

Ancrage des barres :

Scellement droit :

$$l_0 = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{ser}} \quad , \text{ avec : } \tau_{ser} = 0.6 \times \Psi_0^2 \times f_{c28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_0 = \frac{400 \cdot \phi}{4.2,835} = 35\phi \Rightarrow l_0 = 35 \text{ cm}$$

Scellement courbe :

$$l_a = 0,4 \cdot l_0 = 0,4 \cdot 35 = 14 \text{ cm}$$

Espacement :

$$S_t = 16 \text{ cm} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{0.57 \cdot 10^2 \cdot 400}{0.4 \cdot 120} = 475 \text{ mm} = 47.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

À l'ELS :

$$\begin{cases} \text{Sur appuis : } M_{as}^{Max} = 13,73 \text{ KN.m} \\ \text{Sur travée : } M_{ts}^{Max} = 12,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_s^{Max} = 14,27 \text{ KN.}$$

Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K \cdot Y$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } n = 15$$

$$\begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \\ \frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tab (III.12): Vérification a l'ELS

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I(cm ⁴)	Y(cm)	K(Mpa/m)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	
Travée	12,2	3,39	1,12 x 10 ⁴	4,58	108,9	6,36	15	CV
Appui	13,73	3,39	1,12 x 10 ⁴	4,58	122,59	5,61	15	CV

III.3.10.4. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.3.10.5. Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_u} \\ 3) A_s \leq \frac{4.2 d b_0}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

L : La portée entre axes d'appuis

M : Moment maximal en travée

M₀ : Moment isostatique

A_s : Section d'armature tendue correspondante

On a :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0.045 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Donc le calcul de la flèche est indispensable

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5ql^4}{348EI_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec:

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 3,216.10^4 \text{ Mpa}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b \cdot h_0 + b_0(h - h_0) + 15 \cdot A_s$$

Moment statique :

$$S_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A_s$$

Position du centre de gravité:

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

AN:

$$B_0 = 65.4 + 12. (20 - 4) + 15.3,39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{12.20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15.2,45.18 = 3485,5 \text{ cm}^3$$

$$Y_1 = \frac{3485,5}{502.85} = 6,93 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 = 20 - 6,93 = 13,07 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{2} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_s(Y_2 - C_1)^2 = 215251.2 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5.8,38.4400^4}{348.3,2164.10^4.22791,83.10^4} = 0,615 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm} \dots CV$$

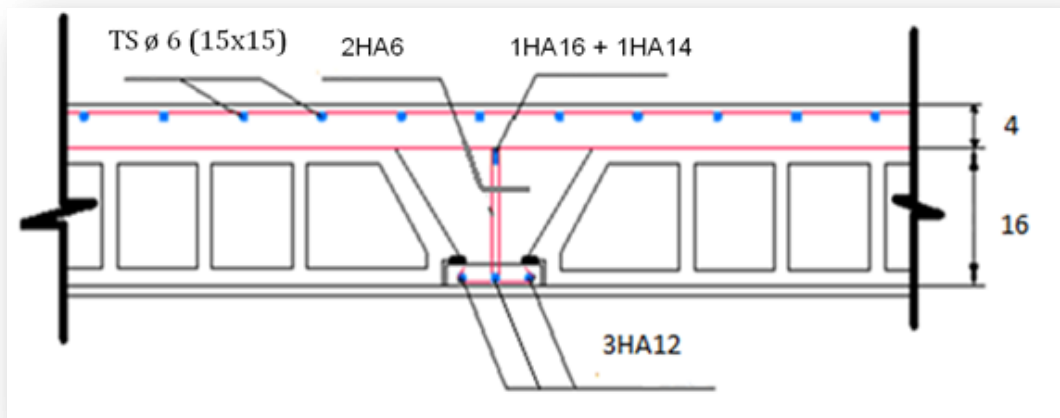


Fig. (III.14) : ferraillage du plancher

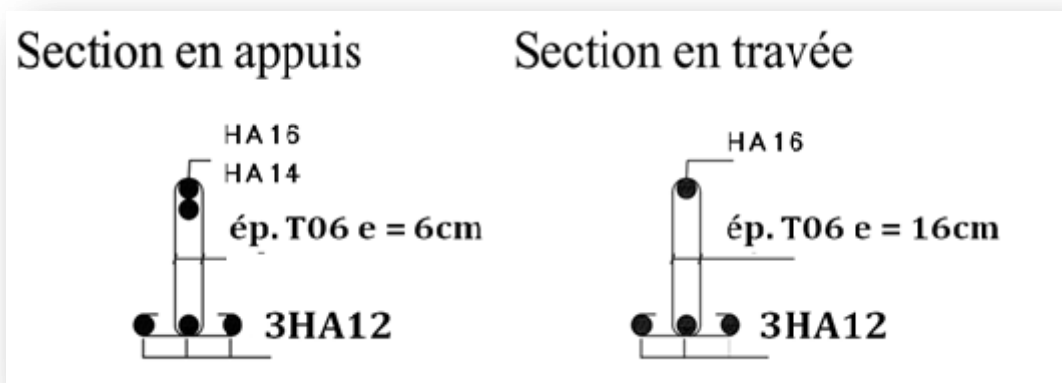


Fig. (III.15) : ferraillage de la poutrelle

III.5. Etude du balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine. Il est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \text{ Avec } L: \text{ largeur du balcon.}$$

➤ Dans notre cas, on a 1 seul type de balcon de largeur différente :

$$L=1,20\text{m} \Rightarrow e \geq 1.20 / 10 \rightarrow e \geq 0.120 \text{ m}$$

Donc on prend : e = 15cm

III.5.1. Evaluation des charges :

Tab (III.13): Charges permanentes de balcon

Eléments constituants	ρ_{vol} (kN/m ³)	e(m)	$\rho_{surface}$ (kN/m ²)
Gravillon de protection.	16	0.05	0.8
Couche de papier kraft	/	2 feuilles	0.5
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Forme de pente 1%	22	0.1	2.2
Dalle plein	/	0.16	4
Enduit plâtre	10	0.03	0.3
Total			8.08

Le balcon est un consol inaccessible donc on prend comme charge d'exploitation

$$Q = 1kN/m^2$$

On fait le calcul pour 1 mètre linéaire donc :

$$G = 8.08 kN/ml$$

$$Q = 1kN/ml$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.41 kN/ml$$

$$q_{ser} = G + Q = 9.08 kN/ml$$

Moment d'encastrement :

On a la portée libre de balcon est de 1.2 m, donc :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 8,94 kN.m$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 6,54 kN.m$$

III.5.2. Calcul des armatures longitudinales

À L'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; d = 0.9h = 13,5 \text{ cm}; d' = C' = 1.5 \text{ cm}.$$

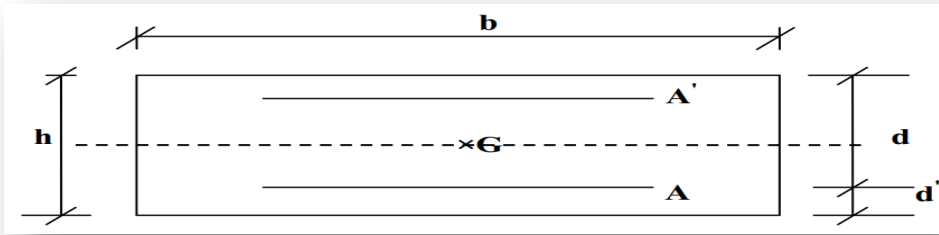


Fig. (III.16) : Section de calcul de balcon

a) Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = 0.0345 < \mu_l = 0.310$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,94}{6,54} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.37) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.288$$

$$\mu_{bu} = 0.0345 < \mu_{lu} = 0.288 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0345 < 0.275 \Rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 13.5[1 - 0.6(0.0345)] = 13.2 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_d \cdot f_{ed}} = \frac{8,94 \times 10^{-3}}{0.132 \times 348} = 1,95 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,95 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

La section minimale est :

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc On prend : 6HA10/ml = 4.71 cm², avec un espacement S_t=20cm

III.5.3.Vérification à l'ELU :

a) **Contrainte de cisaillement :**

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

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

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

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

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$V_u = q_u l = 14,89 \text{ kN}$

Donc : $\tau_u = \frac{14,89 \times 10^3}{10^3 \times 135} = 0.11 \text{ MPa}$

D'où $\tau_u = 0.11 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \dots \dots \dots \text{ CV}$

Donc il n y a pas de risque de cisaillement

b) Contrainte d'adhérence :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc : D'où

$$\sum U_i = 5 \times 2 \times \pi \times R = 157.07 \text{ mm.}$$

$$\text{D'où } \tau_{su} = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

III.5.4. Calcul des armatures de répartition :

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc On prend : 7HA8 = 3.52 cm²/ml avec espacement de 20 cm.

III.5.5. Vérification des espacements des barres :

a) Armature principale :

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h = 45\text{cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Armature transversal :

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h = 60\text{cm}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

III.5.6. Vérification à l'ELS :

Il faut faire la vérification des deux conditions suivantes :

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

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = 9,26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2 = 18263.6 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 3,32 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 22,77 < \bar{\sigma}_{st} = 261,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Conclusion : Ferrailage adopté.

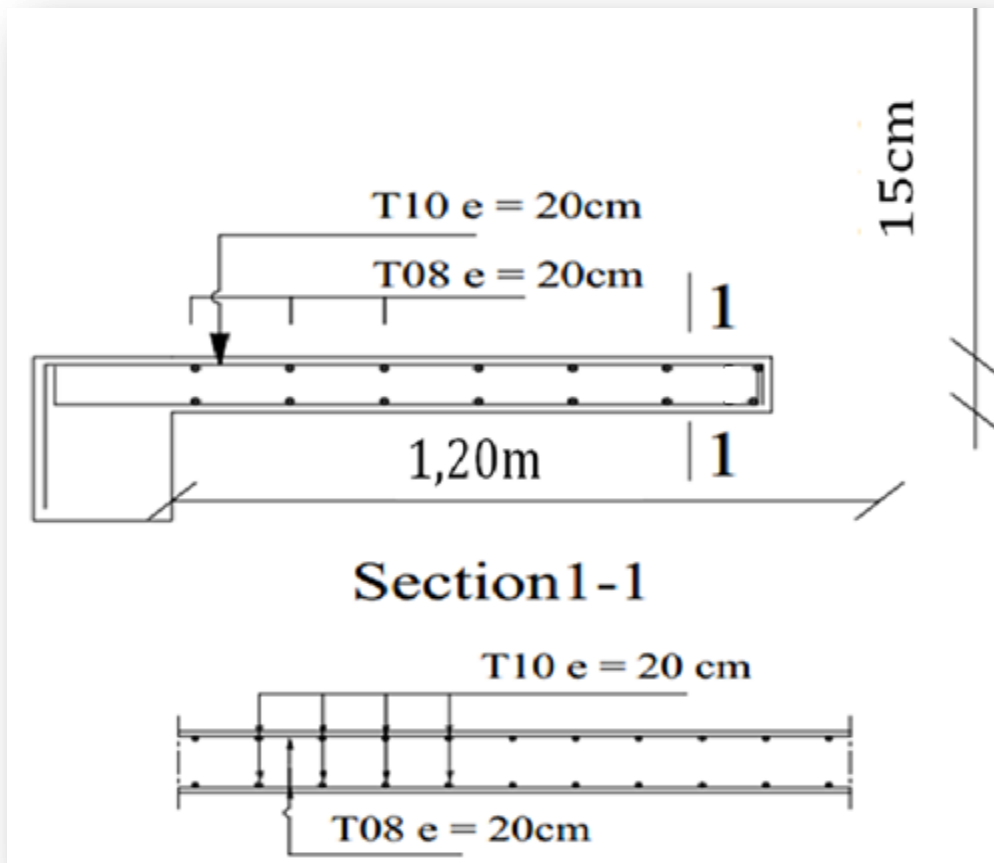


Fig. (III.17) : Schéma de ferrailage de balcon

III.6. Les escaliers :

III.6.1.Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.6.2.Définition des éléments d'un escalier :

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées.
- **L'embranchement** : est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier

III.6.3.Dimensionnement d'escalier

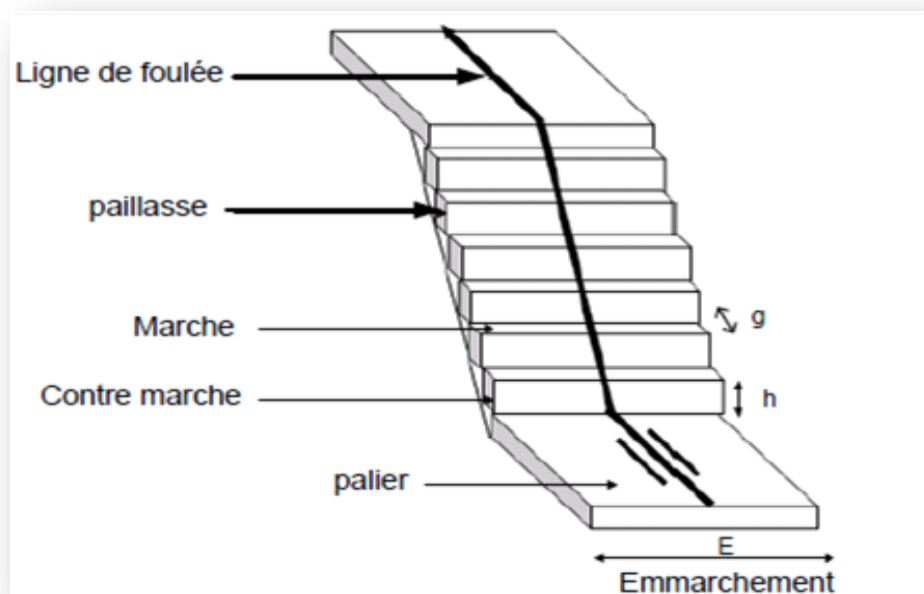


Fig. (III.26) : Schéma des éléments d'un escalier :

h : Hauteur de la marche.
 g : Largeur de la marche.
 L : Longueur horizontale de la paillasse.
 H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.6.4. Etude de l'escalier :

On va étudier que la 2^{ème} volée et généraliser les résultats des sollicitations pour le ferrailage.

Caractéristiques géométriques :

(BLOC A et B) :

Hauteur : $H = 2.88 \text{ m}$.
 Giron : $g = 30 \text{ cm}$.
 Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :
 On a $59 < 2h + g < 66$ donc : $14.5 < h < 18$
 On prend : $h = 17 \text{ cm}$.
 Donc le nombre de contremarches égale :
 $NC.RDC = 289/17 = 17$
 Soit 8 contremarches par volée
Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$$

Hauteur réelle de paillasse $h' = N_c \times h = 8 \times 17 = 1.36 \text{ m}$

Ligne de foulée $L' = (n - 1) \times g = (8 - 1) \times 30 = 2.1 \text{ m}$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1.36}{2.1} \right) = 32,93^\circ$$

La longueur de volée est : $L_0 = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{1.36}{\sin 32,93} = 2.5 \text{ m}$

$$L = 1.34 + 2.50 + 1.32 = 5.16 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse: $e \geq \max \left\{ \frac{L}{30} ; 10 \text{ cm} \right\} = 17.3 \text{ cm}$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier : $e = 18 \text{ cm}$

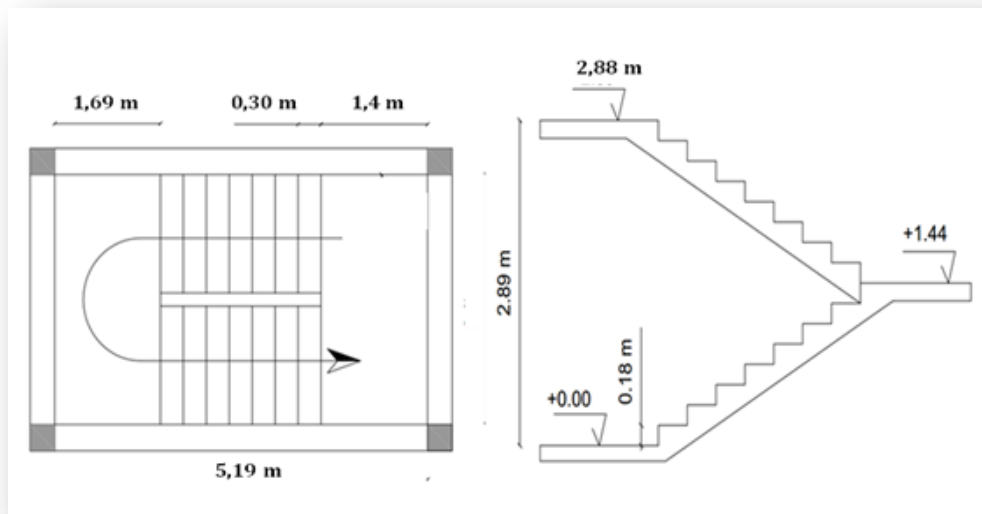


Fig. (III.19) : Escalier

III.6.5. Evaluation des charges Palier :

Tab (III.14): Charges permanentes sur le palier.

Eléments constituants	$M_{vol}(\text{kN/m}^3)$	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m^2)
Carrelage.	22	0.02	0.44
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.40
Dalle plein.	25	0.18	4.50
Enduit en ciment.	18	0.02	0.36
Total			6.24

Volée :

Tab (III.15): Charges permanentes sur Paillasse

Eléments constituants	$M_{Vol}(kN/m^3)$	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m^2)
Carrelage.	22	0.02	0.44
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.4
Paillasse.	25	0.18	5.00
Marches.	22	0.18/2	1.98
Enduit en ciment.	18	0.02	0.36
Garde-corps.	/	/	1
Totale			9.72

Charged'exploitation $Q_{escalier} = 2.5 kN/m^2$

III.6.6.Calcul des sollicitations

A l'E.L.U: $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

A l'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Tab (III.16):.Combinaison des charges de l'escalier

Les charges	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier de repos	6.24	2.5	12.17	8.74
Paillasse	9.72	2.5	16.87	12.22

A l'E.L.U :

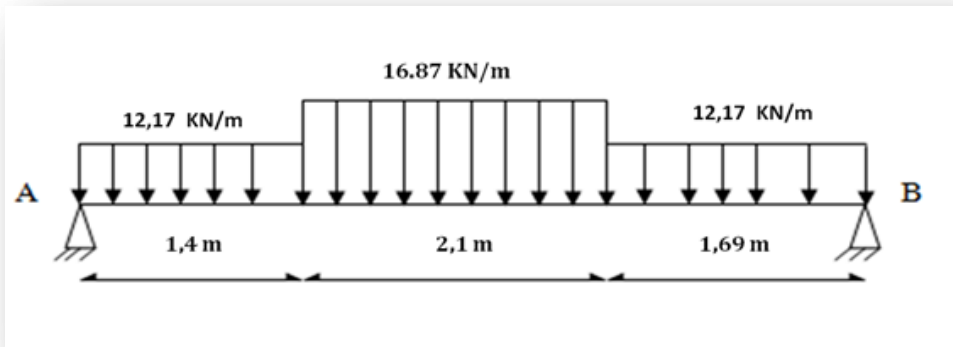


Fig. (III.20) : Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

Les réactions d'appuis:

$$\sum F = 0$$

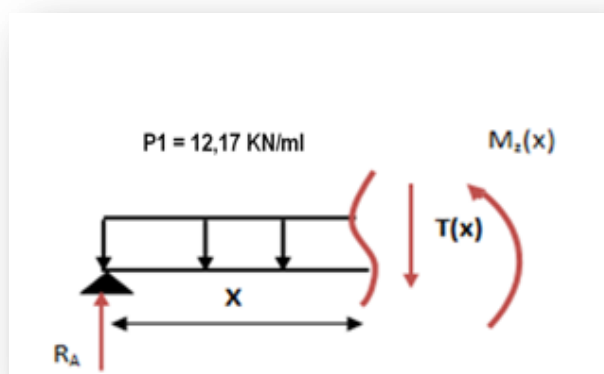
$$R_a + R_b - (12,17 \times 1,4) - (16,87 \times 2,1) - (12,17 \times 1,69) = 0 \rightarrow R_a + R_b = 73,03$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0$$

$$R_b \times 5,19 - 12,17 \times 1,4 \times 0,7 - 16,87 \times 2,1 \times \left(1,4 + \frac{2,1}{2}\right) - 12,17 \times 1,69 \times \left(3,5 + \frac{1,69}{2}\right) = 0$$

$$R_a = 36,24 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_b = 36,79 \text{ KN}$$

Tronçon 1 ($0 \leq x \leq 1,4$)



	$0 \leq x \leq 1,4$	$x = 0$	$x = 1,4$
T(x) KN	$R_a - P_1 \times x$	36,24	19,2
M(x) KN.m	$R_a \times x - P_1 \times \frac{x^2}{2}$	0	38,81

Tronçon 2 ($1,4 \leq x \leq 3,5$)

	$1,4 \leq x \leq 3,5$	$x = 1,4$	$x = 3,5$
T(x) KN	$R_a - P_1 \times 1,4 - P_2 \times (x - 1,4)$	19,2	-16,22
M(x) KN.m	$R_a \times x - P_1 \times 1,4 \left(x - \frac{1,4}{2} \right) - P_2 \times \frac{(x - 1,4)^2}{2}$	38,81	41,94

Tronçon 3 ($0 \leq x \leq 1,69$)

	$0 \leq x \leq 1,69$	$x = 0$	$x = 1,69$
T(x) KN	$-R_b + P_3 \times x$	-36,79	-16,22
M(x) KN.m	$R_b \times x - P_3 \times \left(\frac{x^2}{2} \right)$	0	44,8

Donc

Détermination de M^{Max} :

$$M^{Max} \rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow T(x) = 36,24 - 12,17(x - 1,4) - 16,87 \times 1,4 = 0 \rightarrow x = 2,44$$

Le calcul est fait selon les conditions d'appui poutre plus au moins encastree (semi encastree), fréquemment les moments en travée et en appui sont : **(ch. IV § 2.2) [calcul des ouvrages en béton armé, M belazougui]**:

$$M_t = 0,75M^{Max} \quad ; \quad M_a = 0,5M^{Max} \quad ; \quad T = 36,79 \text{ KN.}$$

$$M(2,44) = 49,66 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t = 0,75 \times 49,66 = 37,25 \text{ KN}$

$$M_a = 0,5 \times 49,66 = 24,83 \text{ KN.m} \quad , T^{Max} = 36,79 \text{ KN}$$

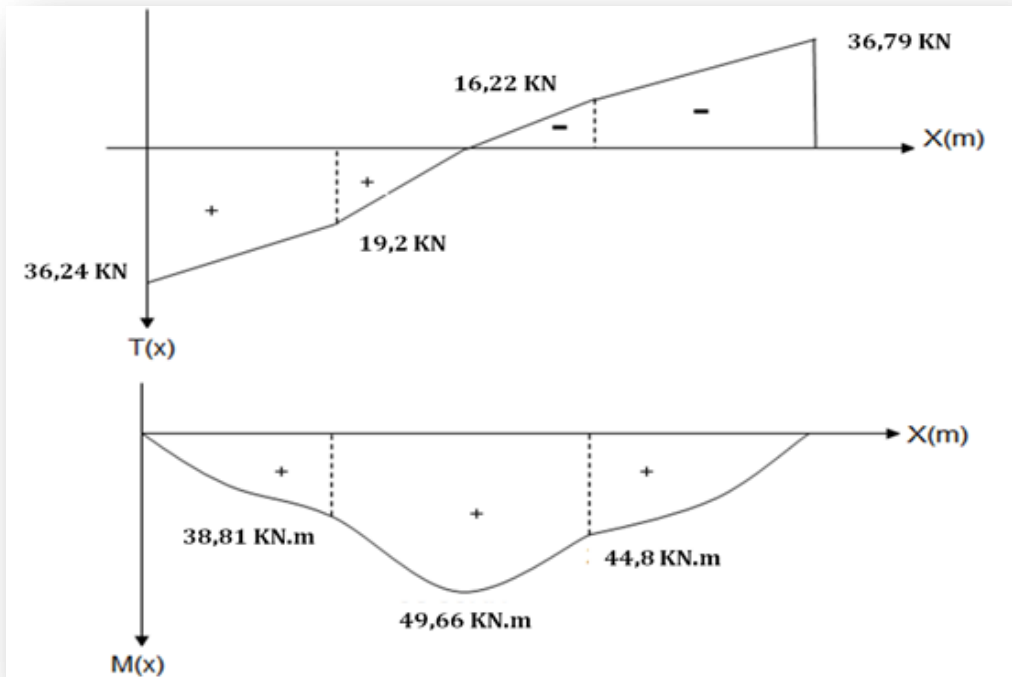


Fig. (III.21) Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U

AL'E.L.S :

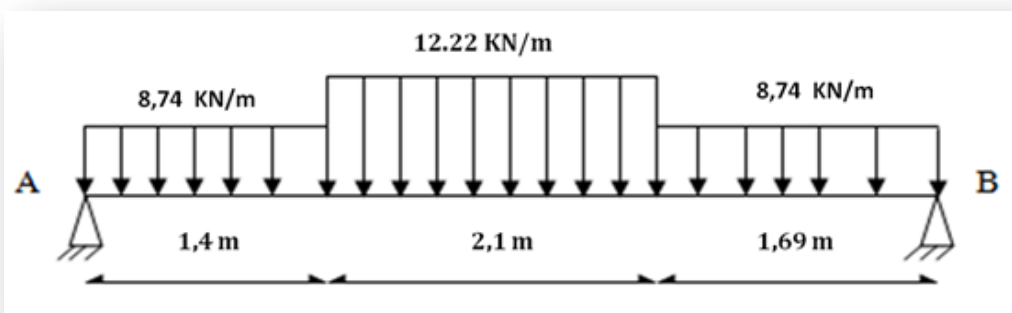


Fig. (III.22) Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

Les réactions d'appuis:

$$\sum F = 0$$

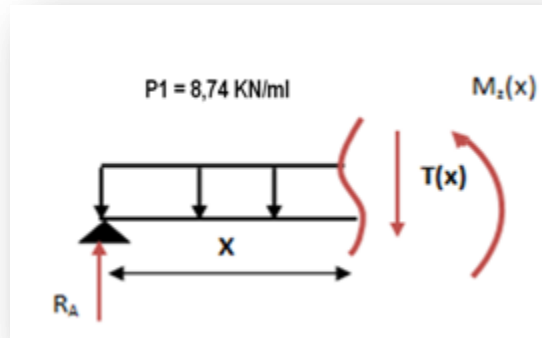
$$R_a + R_b - (8,74 \times 1,4) - (12,22 \times 2,1) - (8,74 \times 1,69) = 0 \rightarrow R_a + R_b = 52,67$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0$$

$$R_b \times 5,19 - 8,74 \times 1,4 \times 0,7 - 12,22 \times 2,1 \times \left(1,4 + \frac{2,1}{2}\right) - 8,74 \times 1,69 \times \left(3,5 + \frac{1,69}{2}\right) = 0$$

$$R_a = 26,13 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_b = 26,54 \text{ KN}$$

Tronçon 1 ($0 \leq x \leq 1,4$)



	$0 \leq x \leq 1,4$	$x = 0$	$x = 1,4$
T(x) KN	$R_a - P_1 \times x$	26,13	13,89
M(x) KN.m	$R_a \times x - P_1 \times \frac{x^2}{2}$	0	28,02

Tronçon 2 ($1,4 \leq x \leq 3,5$)

	$1,4 \leq x \leq 3,5$	$x = 1,4$	$x = 3,5$
T(x) KN	$R_a - P_1 \times 1,4 - P_2 \times (x - 1,4)$	13,89	-11,77
M(x) KN.m	$R_a \times x - P_1 \times 1,4 \left(x - \frac{1,4}{2}\right) - P_2 \times \frac{(x - 1,4)^2}{2}$	28,02	30,25

Tronçon 3 ($0 \leq x \leq 1,69$)

	$0 \leq x \leq 1,69$	$x = 0$	$x = 1,69$
T(x) KN	$-R_b + P_3 \times x$	-26,54	-11,77
M(x) KN.m	$R_b \times x - P_3 \times \left(\frac{x^2}{2}\right)$	0	32,37

Donc

Détermination de M^{Max} :

$$M^{Max} \rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow T(x) = 26,13 - 8,74(x - 1,4) - 12,22 \times 1,4 = 0 \rightarrow x = 2,43$$

$$M_t = 0,75M^{Max} ; M_a = 0,5M^{Max} ; T = 26,54 \text{ KN.}$$

$$M(2,43) = 35,85 \text{ KN.m}$$

Donc $M_t = 0,75 \times 35,85 = 26,89 \text{ KN.m}$

$$M_a = 0,5 \times 35,85 = 17,93 \text{ KN.m} \quad , T^{Max} = 26,54 \text{ KN}$$

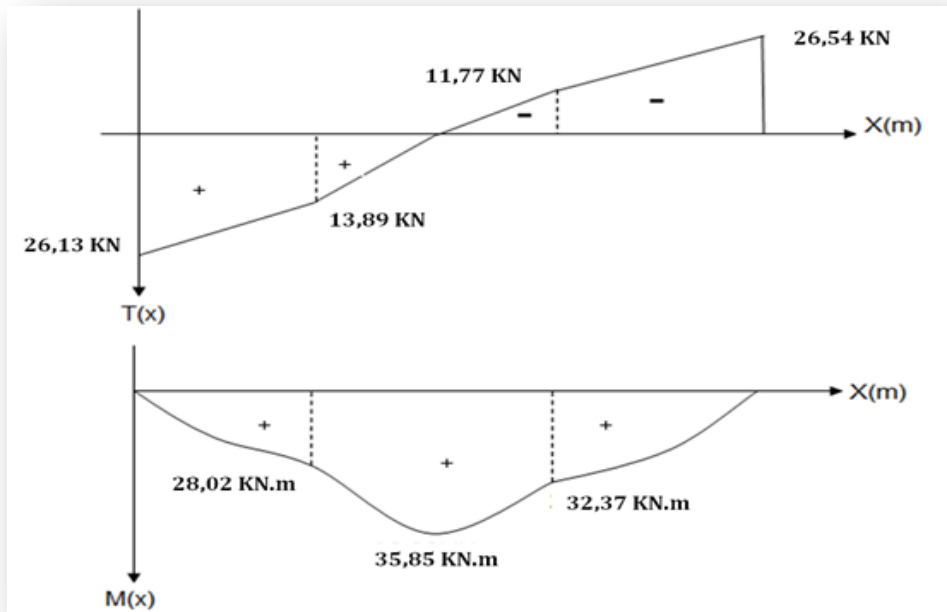


Fig. (III.23) Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.S

III.6.7.Calcul du ferrailage :

Acier : $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\gamma_s = 1,15$, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Béton: $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1,5$

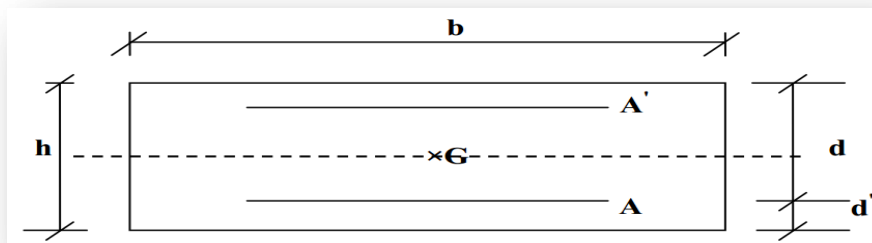


Fig. (III.24) : Section de calcul d'escalier

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ Mpa} \quad , b = 100 \text{ cm} \quad , h = 17 \text{ cm} \quad , d = 15 \text{ cm} \quad , c = 2 \text{ cm}$$

Le moment en travée : $M_t^{Max} = 37,25 \text{ KN.m}$

Le moment max aux appuis : $M_a^{Max} = 24,83 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{d^2 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_{bc}} \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tab (III.17): les résultats de calcul de d'armature a la flexion simple.

	M_u (KN.m)	d(cm)	μ_u	$\mu_l=0.371$	β
Travée	37,25	15	0,117	$\mu_U < \mu_l$	0,9395
Appui	24,83	15	0,078	$\mu_U < \mu_l$	0,9590
	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{ch}(cm^2)$	$A_r = A/4$	$A_{r \text{ ch}}$
Travée	7,12	1,7	<u>6HA12=6,79</u>	1,7	<u>5HA8=2,51</u>
Appui	4,65	1,7	<u>6HA12=6,79</u>	1,7	<u>5HA8=2,51</u>

Condition de non fragilité:

$$A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{bh}{1000} = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}[A_{choix}, A_{min}]$$

Le choix :

En travée : $A = 6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2$

En appuis : $A = 6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2$

Armature de répartition : $A_r = A/4$

En travée : $A_r = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_r = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$

Condition d'espacement :

Pour les armatures longitudinales :

$$S_t \leq \bar{S}_t = \text{Min}[3h, 33] = 33 \text{ cm} \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Pour les armatures transversales

$$S_t \leq \bar{S}_t = \text{Min}[4h, 45] = 45\text{cm} \quad S_t = \frac{100}{3} = 33,33\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.6.8.Vérification à l'E.L.U:

Vérification de l'effort tranchant :

On vérifier que :

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{36,79 \cdot 10^3}{1000 \cdot 150} = 0,245 \text{ Mpa} \quad \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de l'adhérence des barres : Art A 6.1.3 BAEL/91)

$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$ Avec ψ_s : coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\psi_s = 1.5$ (acier Fe400, haute adhérence)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme des périmètres utiles des barres

n: Nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 8\text{mm}$)

$V_u = 36,79 \text{ KN}$

$$\tau_s = \frac{36,79}{0.9 \times 0.15 \times 4 \times 8 \times \pi} = 2.71 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_s = \psi_s F_{tj} = \psi_s F_{t28}$

$\bar{\tau}_s = 1.5(2.17) = 3.25 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_s = 2.71 < 3.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (ch. 13 §IV.2) BAEI 91/99

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(36,79 + \frac{37,25}{0.9 \times 0.15} \right) \times 10 = 8,99 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc on prend : 6HA14 = 9,24 cm²

Vérification de la contrainte de compression :

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 36,79 \text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 900 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.6.9. Vérification à l'E.L.S :

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

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

En travées:

$$A = 9,24 \text{ cm}^2 ; M_{\text{ser}} = 26,89 \text{ KN.m} ; \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y "

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(A'C' + Ad) = 0$$

$$100y^2 + 277,2y - 4158 = 0 \rightarrow y = 5,21 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - C')^2 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 17998,02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = 0,149 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$$

D' où

$$\sigma_b = \frac{26,89 \times 10^6}{17998,02 \times 10^4} \times 52,1 = 7,78 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appuis:

$$A = 9,24 \text{ cm}^2 M_{\text{ser}} = 17,93 \text{ KN.m}$$

$$100y^2 + 277,2y - 4158 = 0 \rightarrow y = 5,21 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - C')^2 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 17998,02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0,1 \frac{N}{\text{mm}^3}$$

D' où

$$\sigma_b = \frac{17,93 \times 10^6}{17998,02 \times 10^4} \times 52,1 = 5,19 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.6.10.Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} = \frac{17}{519}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.0327 < 0.0625) \Rightarrow \text{CNV}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}} = \frac{26,89}{10 \times 35,85}\right) \Rightarrow (0.0327 < 0.075) \Rightarrow \text{CNV}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e = 400}\right) \Rightarrow (0.00616 < 0.0105) \Rightarrow \text{CV}$$

Avec :

$$h_t = 17 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 15 \text{ cm} ; L = 5.19 \text{ m} ; A_s = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 26.89 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 35,85 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Calcul de la flèche :(Art B.6.5, 2) BAEL91/99

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} \leq \bar{f}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i} \text{ Avec}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i} \quad ; \quad f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} \quad ; \quad \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀

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

Moment d'inertie fictive :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \alpha \times \lambda_i} \\ I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \alpha \times \lambda_v} \end{cases}$$

avec:

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta = \frac{A_s}{bd} \\ M_g = \frac{GL^2}{8} \alpha = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \end{cases}$$

$$\sigma_v = \frac{15 M_g}{I} (d - y)$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

On doit vérifier cette égalité

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ avec } L = 5,19 \text{ m}$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

Donnée : $b=100 \text{ cm}$; $h = 17 \text{ cm}$; $d = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $L = 5,19 \text{ m}$; $A = 9,24 \text{ cm}^2$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh + 15A} \rightarrow y = 7,93 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} [y^3 + (h - y)^3] + 15A(y - d)^2 \rightarrow I_0 = 35224,2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) = 107,93 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_v = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = 149,46 \text{ Mpa}$$

$$\mu_s = 0,228, \mu_v = 0,364 \quad \delta = 0,00616,$$

Maximale sous charges instantanées.

$$f_{pi} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i} = 7,76 \text{ mm} \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 3,4 \text{ Mpa} \quad I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_i} = 3,87 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

La valeur de la flèche maximale sous les charges à longue durée d'application

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} = 29,9 \text{ mm} \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 1,36 \text{ Mpa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = 2,59 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

D'autre part

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{5190}{1000} = 5,69 \text{ mm} > \Delta f_t = 22,14 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

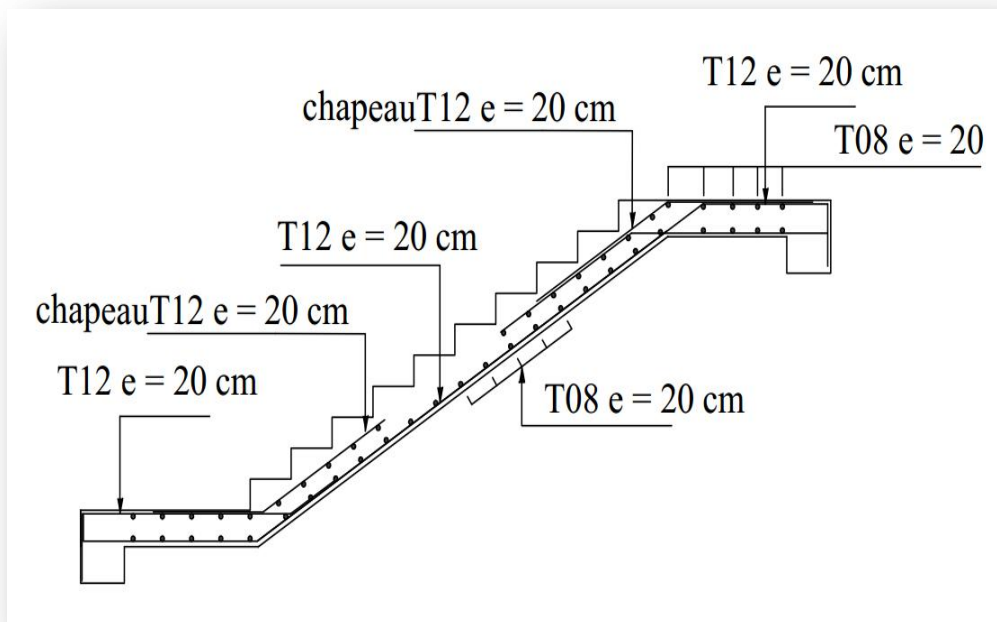


Fig. (III.25) : Schéma de ferrailage d'escalier

III.7. Etude de la poutre palière :**III.7.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :**

Selon le **BAEL 91**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23,33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$.

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$.

Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 :

- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$
- $b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$
- $\frac{h}{b} = 1.4 > 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

III.7.2. Charge sollicitant la poutre:

- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/ml}$
- ✓ Poids propre de la poutre: $G_{pp} = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 \text{ kN/ml}$.
- ✓ Poids du mur situé sur la poutre : $G_{mur} = 2.92 \times \frac{3.06 - 0.35}{2} = 3.96 \text{ kN/ml}$.
- ✓ Réaction du palier sur la poutre à l'ELU : $R_a = 21,10 \text{ kN/ml}$.
- ✓ Réaction du palier sur la poutre à l'ELS : $R_{a,ser} = 15,14 \text{ kN/ml}$.

III.7.3. Combinaison d'action :

$$q_u = 1.35(G_{pp} + G_{mur}) + R_a = 29,40 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G_{pp} + G_{mur} + R_{a,ser} = 21,30 \text{ kN/ml}$$

III.7.4. Calcul des moments et des efforts tranchant :

Par la méthode de l'RDM on trouve :

$$M_{u,appuis} = 30,01 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,travée} = 15 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 51,45 \text{ kN}$$

$$M_{ser,appuis} = 21,74 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 10,87 \text{ kN.m}$$

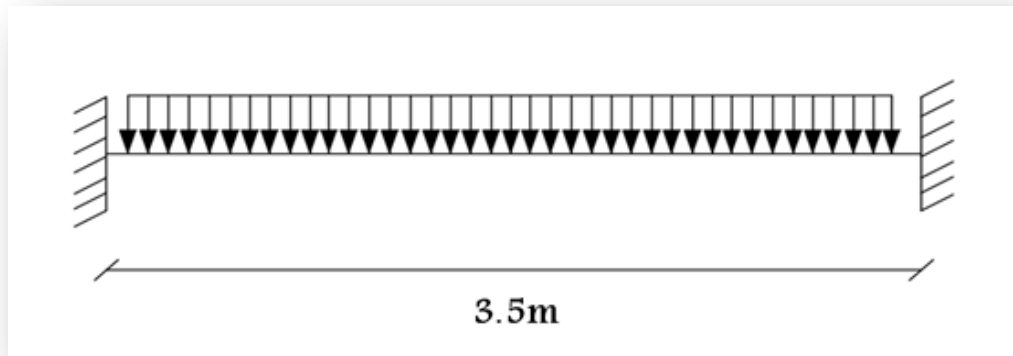


Fig. (III.26) : Schéma statique de la poutre palier

III.7.5. Calcul du ferrailage longitudinale à l'ELU :

On fait les calculs à la flexion simple avec :

$h = 35 \text{ cm}; \quad b = 25 \text{ cm}; \quad d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$

Tab (III.18): Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière

	M_u	μ_U	$\mu_1=0.292$	Z_b	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	choix	A_{sAdob}
Travée	15	0.035	$\mu_U < \mu_1$	0,308	1,4	1,14	3HA12	3,39
Appui	30,01	0.071	$\mu_U < \mu_1$	0.301	2,86	1,14	3HA12	3,39

III.7.6. Vérification à l'ELU :

Tab (III.19): Tableau récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u \text{ (kN)}$	$\tau_u \text{ (MPa)}$	$\bar{\tau}_u \text{ (MPa)}$	OBS	$\Sigma U_i \text{ (mm)}$	$\tau_{su} \text{ (MPa)}$	$\bar{\tau}_{su} \text{ (MPa)}$	OBS
Tr	0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	113,04	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
App	51,45	0,54	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	113,04	1.58	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

III.7.7. Armature de répartition :

➤ Selon le BAEL 91/99 :

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}}{0.9d\sigma_s} \text{ (Art 5.1.2.3) BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

➤ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{28.35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right\} = 8.75 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 8 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9\sigma_s} = \frac{25 \times 8 \times (1.92 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003b_0 S_t = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

III.7.8.Vérification à l'ELS :

Tab (III.20): Tableau récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELS

	$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Travée	10,87	9,22	51367,77	1,95	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	21,74	9,22	51367,77	3,9	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

III.7.9.Vérification de La flèche :(Art B.6.5,1) BAEL91/99

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} = \frac{35}{350}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.1 > 0.0625) \Rightarrow CV$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.1 > 0.033) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0036 < 0.01) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 35 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm} ; d = 31.5 \text{ cm} ; L = 3.5 \text{ m} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 10.87 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 32.62 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

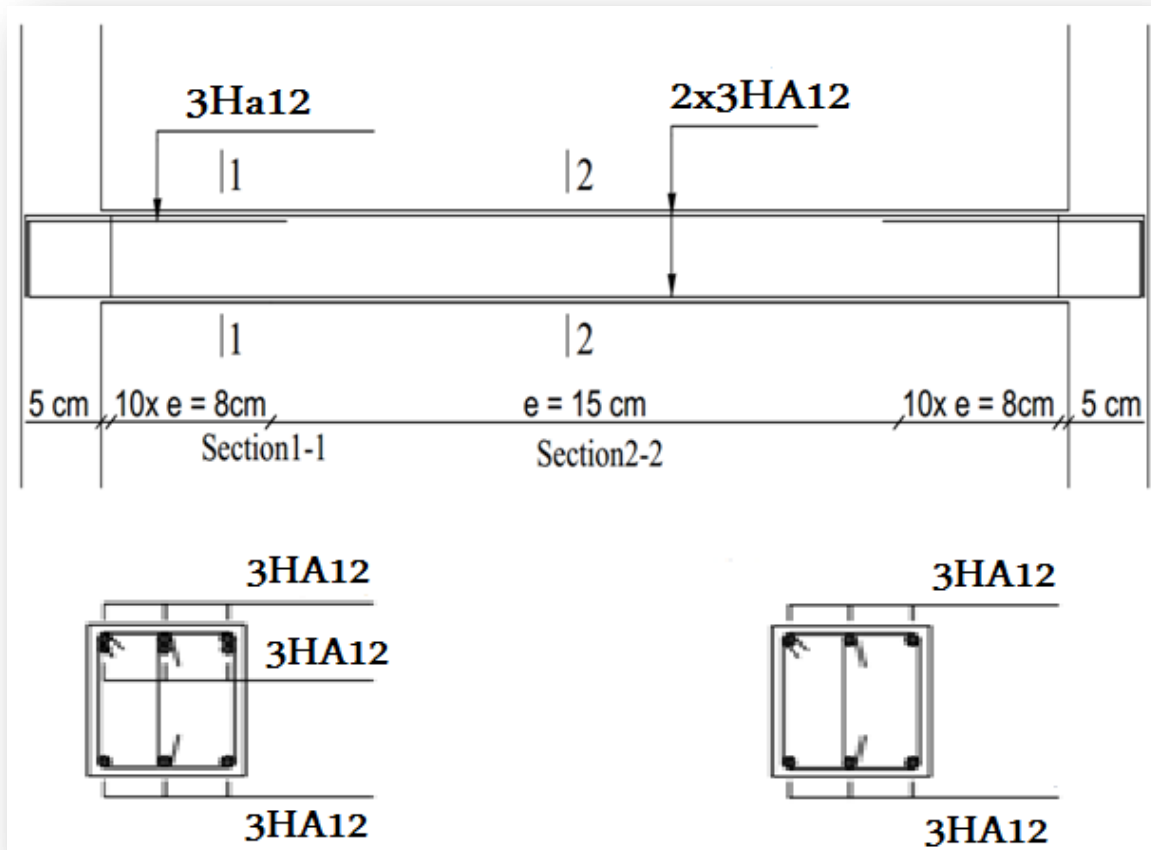


Fig. (III.27) : Schéma de ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV
Etude sismique

IV.1. Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99 version 2003.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées à l'aide du logiciel ETABS.

IV.2. Etude dynamique

IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme.

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

IV.2.2. Modélisation mathématique

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

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle 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.

➤ **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 :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (4-1)$$

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 :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (4-2)$$

Avec :

{A} : vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (4-3)$$

En reportant les équations (4-2) et (4-3) dans l'équation (4-1), on aura :

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

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

$$\dots\dots\dots (4-5) \quad [[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\}$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnus 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 : $\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (4-6)$

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 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.

IV.2.3. Modélisation de la structure étudiée

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 s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom **ETABS**.

- a. Modélisation des éléments structuraux
- b. Modélisation de la masse

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA/ version 2003. (Dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation. La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisés est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

- La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs) a été répartie sur les poutres concernées

- **Présentation de la vue en 3D**

Dans notre cas, on a deux blocs qui doivent être séparés par un joint sismique :

- **Blocs (A)**
- **Bloc (B)**

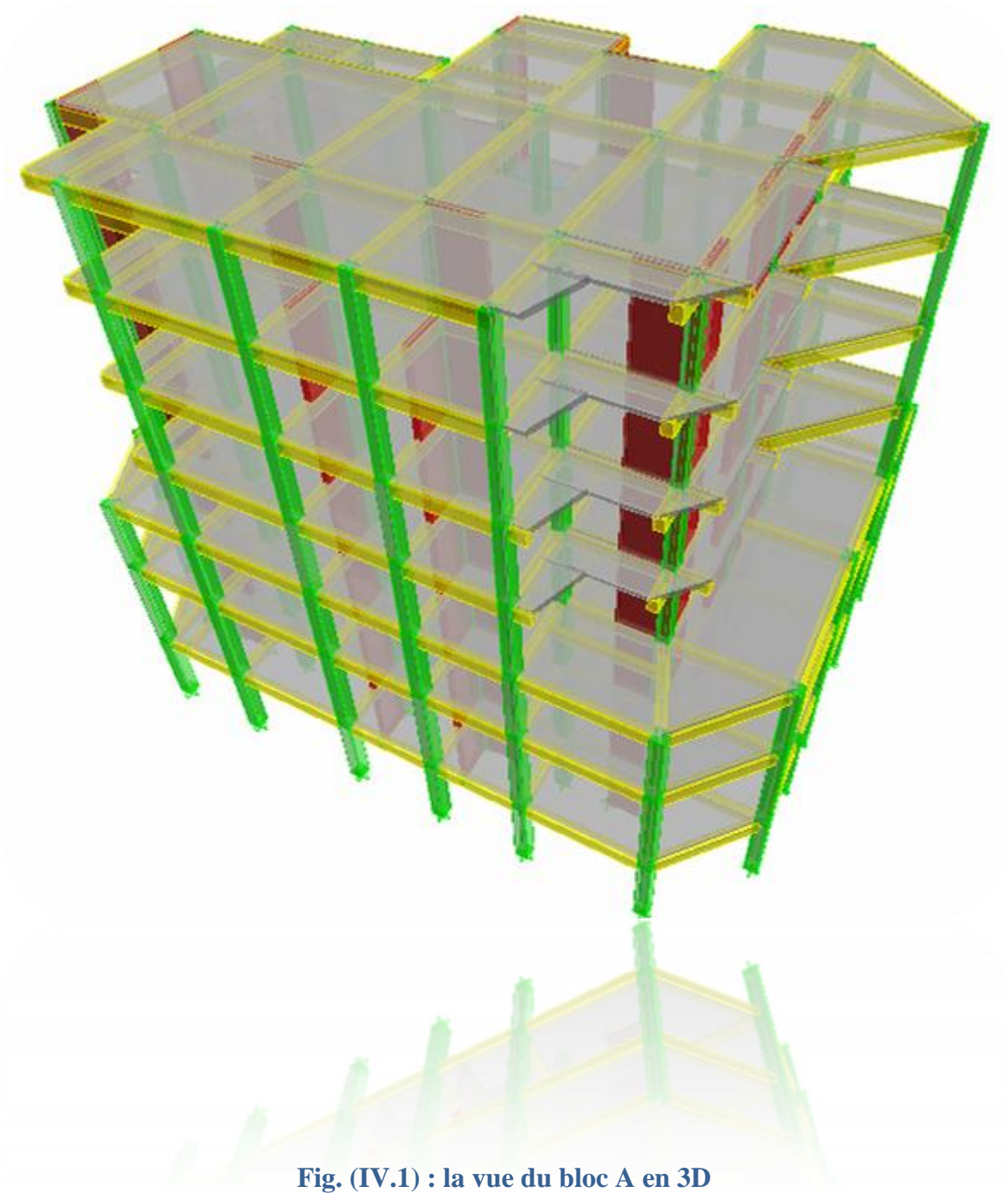


Fig. (IV.1) : la vue du bloc A en 3D

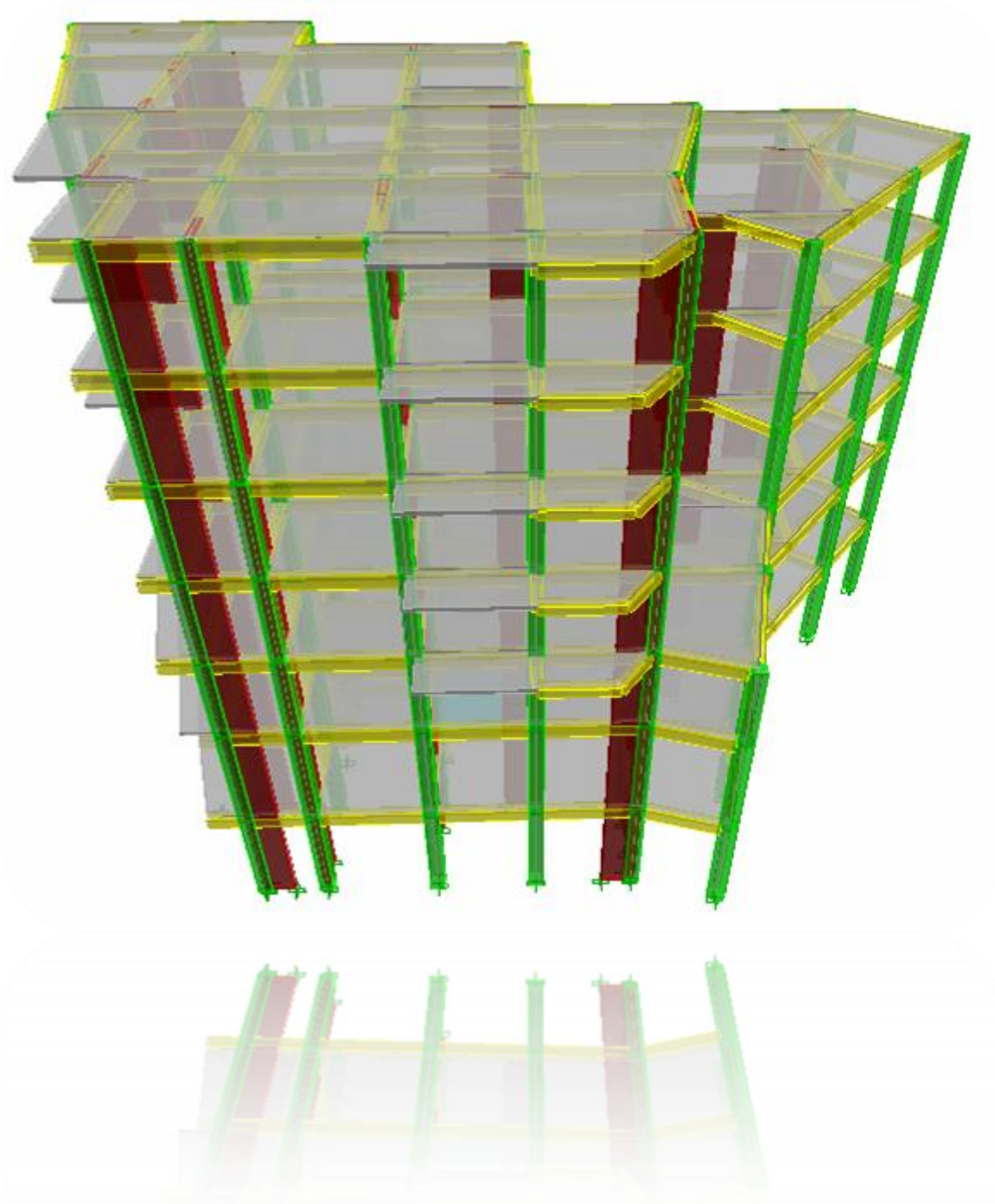


Fig. (IV.2) : la vue de bloc B en 3D

IV.2.4. Choix de disposition des voiles

A partir des plans d'architecture, nous avons procédé à la recherche d'une meilleure disposition de voiles qui permet une bonne reprise et absorption de l'action sismique.

Ainsi, suite à plusieurs essaies, nous sommes arrivées à la disposition de voiles indiquée dans la figure 4.3 pour le bloc « A » et la figure 4.4 pour le bloc « B »

❁ **BLOC A**

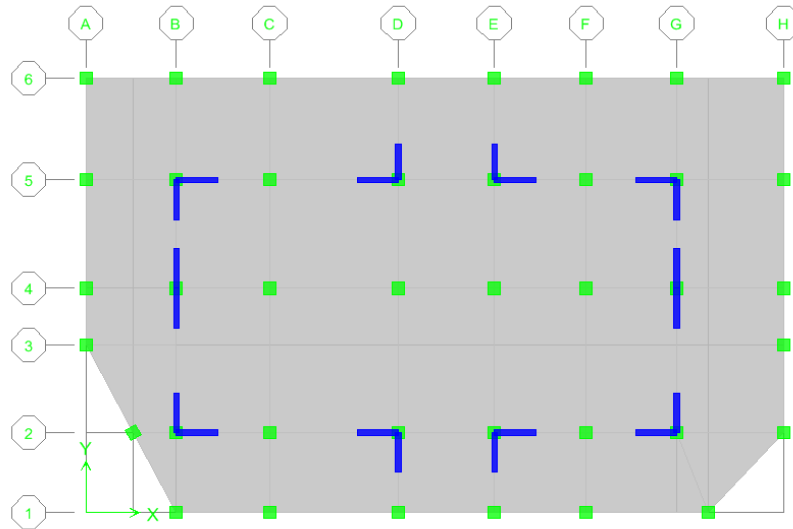


Fig. (IV.3) : la disposition des voiles (vue en plan) bloc A

• **Caractéristique géométriques et massique de la structure**

➤ *Détermination des masses et centre de masse par étage :*

La détermination du centre de masses est basée sur le calcul du centre de masses de chaque élément de la structure

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : C'est la masse de l'élément " i".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$: sont les coordonnées de l'élément " i".

➤ *Caractéristiques massiques :*

Tab(IV.1): Centres de masses et rigidité des niveaux.

Story	Diaphragma	MassX	MassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY7	D7	227,0404	227,040	15,013	7,241	12,885	8,392	2,128	1,151
STORY6	D6	301,6914	301,691	13,342	7,809	12,592	8,733	0,75	0,924
STORY5	D5	306,8753	306,875	12,804	8,046	12,628	8,778	0,176	0,732
STORY4	D4	309,311	309,311	12,562	8,168	12,707	8,747	0,145	0,579
STORY3	D3	409,501	409,501	12,725	8,243	12,795	8,636	0,07	0,393
STORY2	D2	417,3769	417,376	12,841	8,158	12,845	8,482	0,004	0,324
STORY1	D1	414,7434	414,743	12,944	8,234	12,697	8,032	0,247	0,202

➤ *L'excentricité accidentelle :* (Art 4 .2.7RPA99/V2003)

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (L_x, L_y) = \pm 0.05 \max (25.5, 16.5) = 1.275m$$

Donc :

$$e_{max} = \max (e_{acc}, e_{reel}) = 2.128 m$$

➤ *Présentation de résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires*

a. *Mode de vibration et taux de participation massique :*

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7.1, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant

Tab(IV.2): période, modes et facteurs de participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	Nature
1	0,459139	74,3335	0,2416	74,3335	0,2416	0,8966	0,8966	Translation XX
2	0,379774	0,5793	66,7937	74,9129	67,0353	6,4909	7,3875	Translation YY
3	0,34646	0,6448	7,6071	75,5576	74,6424	68,6498	76,0373	Rotation ZZ
4	0,153184	12,8724	0,0012	88,43	74,6436	0,0832	76,1205	/
5	0,120819	0,0253	11,6745	88,4554	86,3182	3,6254	79,7459	/
6	0,109249	0,0051	2,6604	88,4604	88,9785	9,529	89,2749	/
7	0,075998	4,1661	0,0072	92,6265	88,9858	0,0162	89,2911	/
8	0.058286	0.00538	4.0874	92.6802	93.0732	0.0025	89.2936	/

b. Modes de vibrations obtenus

- *1^{ier} mode* : translation selon X

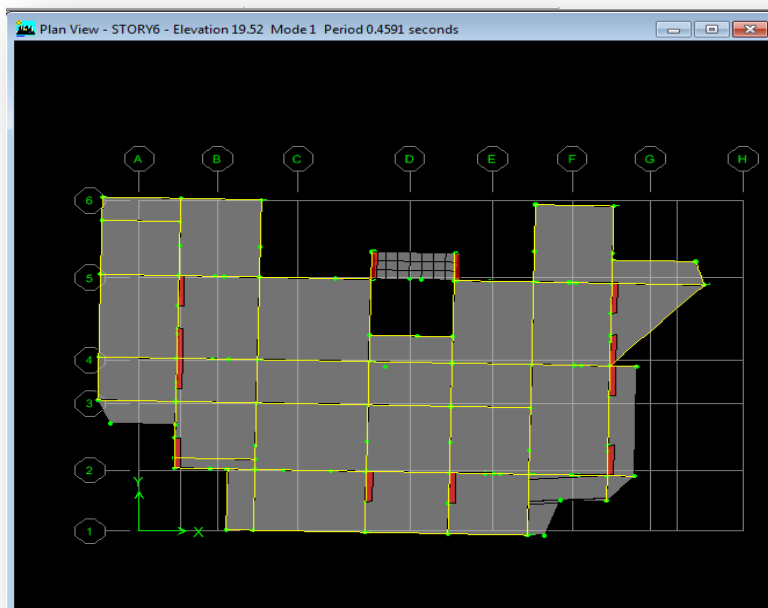
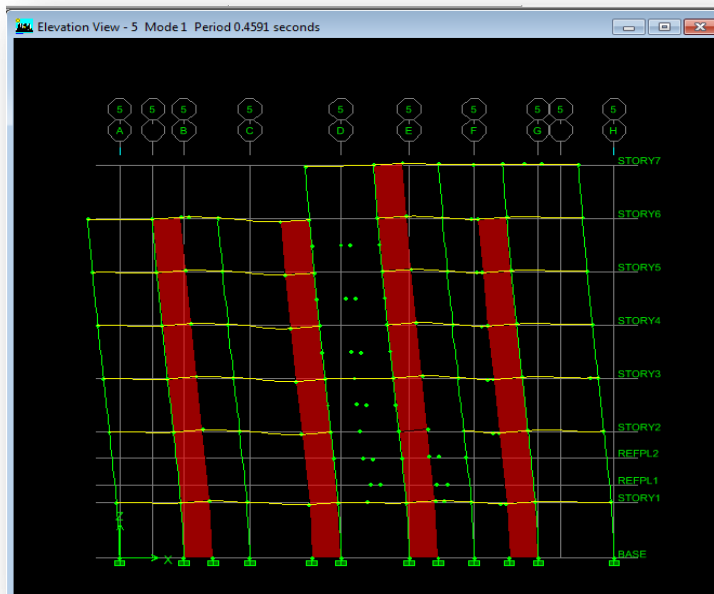


Fig.(IV.4): 1^{ier} mode T = 0.4591s (translation selon l'axe X)

- *2^{iem} mode* : translation selon Y

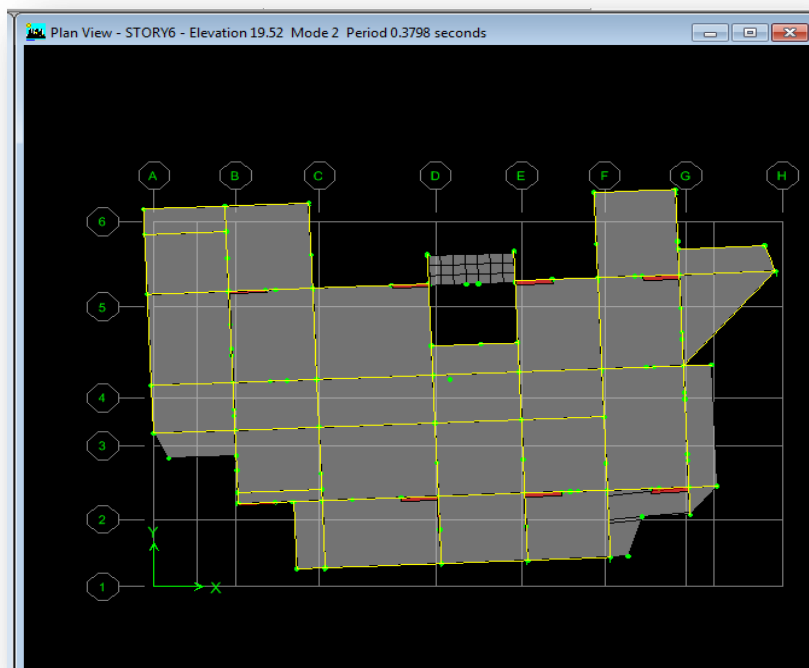
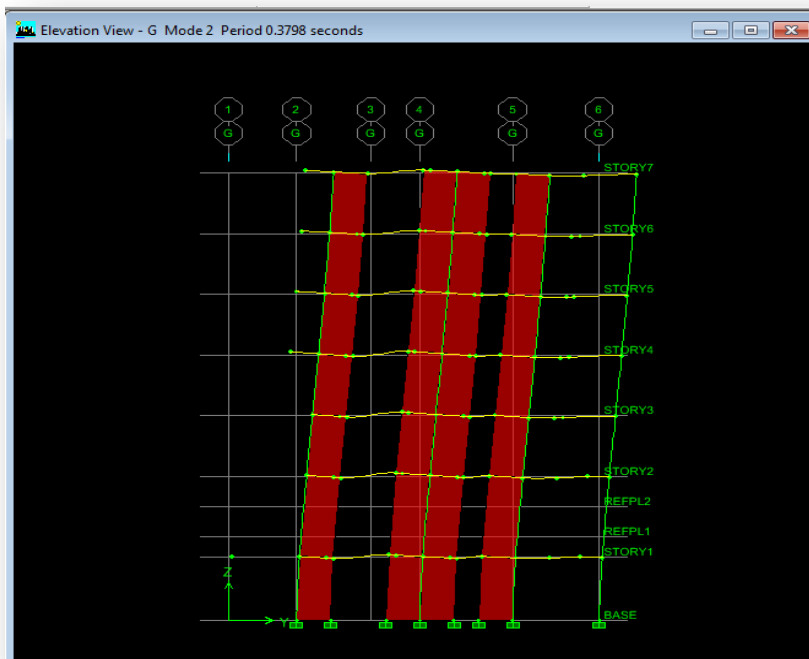


Fig.(IV.5): 2^{ème} mode T = 0.3798s (translation selon l'axe Y)

- 3^{ème} mode : rotation autour de l'axe Z (torsion)

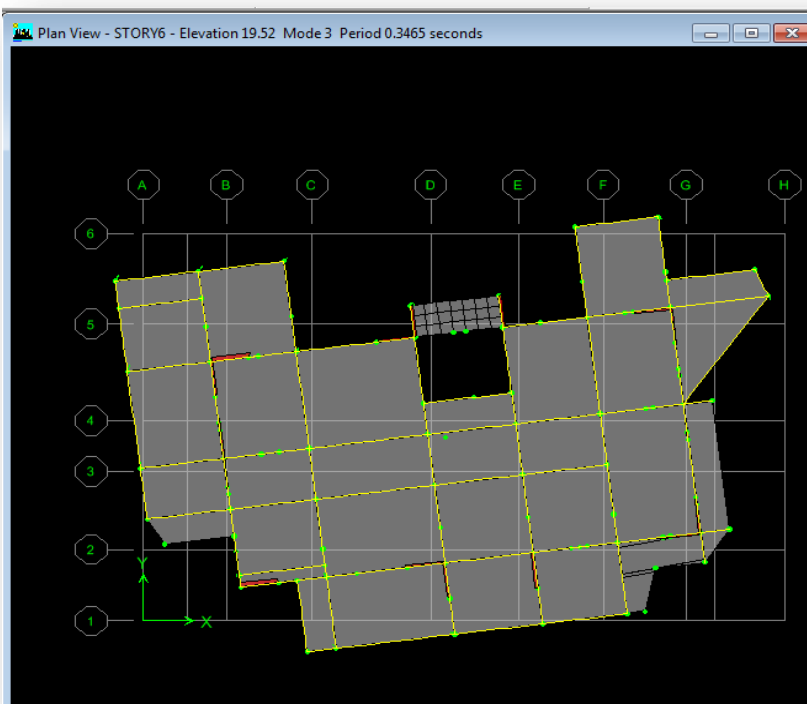
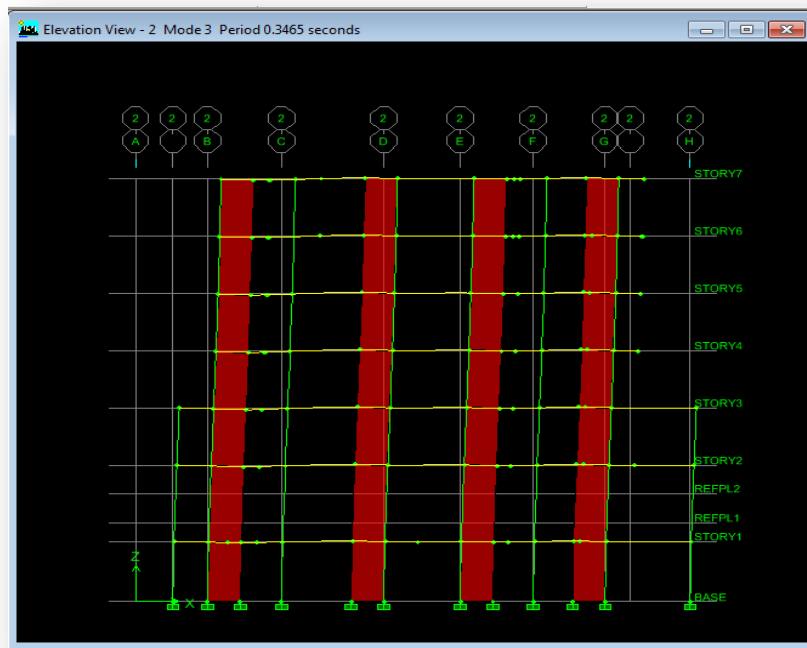


Fig. (IV.6): 3^{iem} mode $T = 0.3465$ s (torsion)

• **Commentaire :**

D’après le RPA99/V1003, la période de calcul automatique (T_{Cal}) ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_{RPA} = 0.517s \Rightarrow T_{Cal} = 0.4591s < 1, 3 \times T_{RPA} = 0.673s \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

BLOC B :

Pour le bloc « B », nous avons la disposition des voiles suivante :

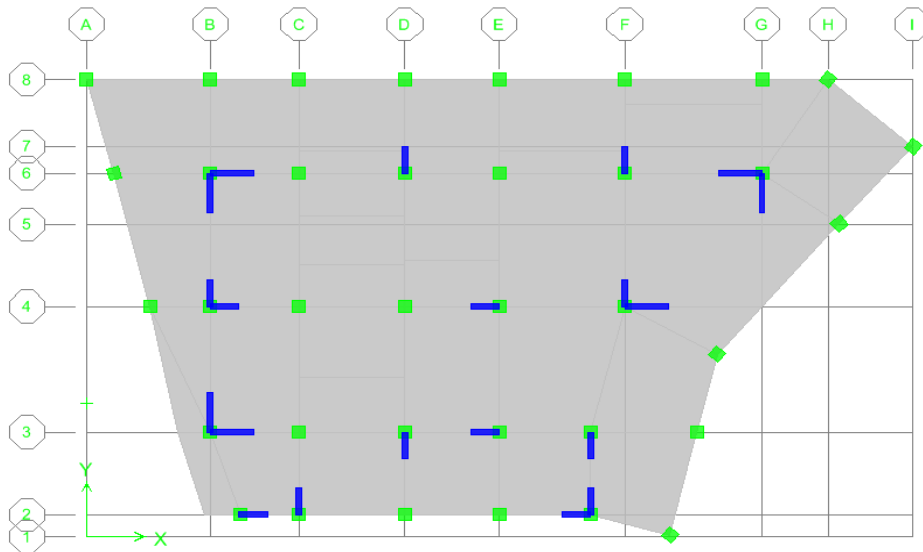


Fig. (IV.7) : la disposition des voiles (vue en plan)

➤ **Caractéristique géométriques et massique de la structure**

• **Caractéristiques massiques**

•

Tab(IV.3): centre de masse et inertie des niveaux

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY7	D7	229.856	229.856	9.194	8.058	11.69	8.25	2.502	0.199
STORY6	D6	320.973	320.973	11.129	8.673	12.00	8.33	0.88	0.341
STORY5	D5	338.827	338.827	11.759	8.894	12.15	8.33	0.393	0.559
STORY4	D4	343.345	343.345	12.044	8.995	12.21	8.29	0.173	0.697
STORY3	D3	396.225	396.225	12.332	9.1	12.22	8.28	0.105	0.815
STORY2	D2	391.069	391.069	12.491	9.068	12.24	8.33	0.247	0.734
STORY1	D1	473.502	473.502	12.59	9.156	12.40	8.25	0.184	0.902

➤ *L'excentricité accidentelle :*

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (L_x, L_y) = \pm 0.05 \max (25.53, 17.12) = 1.276 \text{ m}$$

Donc : $e_{max} = \max (e_{acc, ereel}) = 2.502\text{m}$

• *Présentation de résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :*

➤ *Mode de vibration étaux de participation massique :*

Tab(IV.4): période, modes et facteurs de participation massique

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ	Nature
1	0.631	60.2774	1.93	60.28	1.923	13.52	13.52	Translation XX
2	0.574	6.7434	62.75	67.02	64.68	6.85	20.37	Translation YY
3	0.568	8.2506	11.68	75.27	76.36	56.05	76.42	Rotation ZZ
4	0.193	11.5721	0.88	86.84	77.25	0.77	77.19	/
5	0.178	1.104	12.15	87.95	89.4	0.058	77.25	/
6	0.17	0.7831	0.28	88.73	89.68	11.99	89.24	/
7	0.094	0.0329	0	88.76	89.68	0.00	89.25	/
8	0.092	4.4457	0.26	93.21	89.94	0.368	89.62	/
9	0.087	0.0191	0.00	93.22	89.941	0.00	89.62	/
10	0.085	0.2462	4.28	93.47	94.22	0.00	89.62	/

- *Modes de vibrations obtenus*
- *1^{ier} mode* : translation selon X

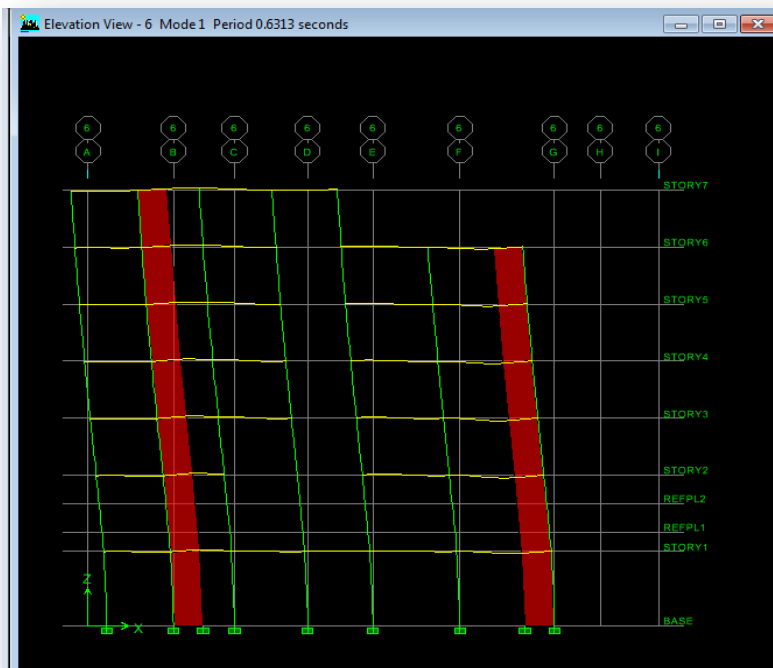
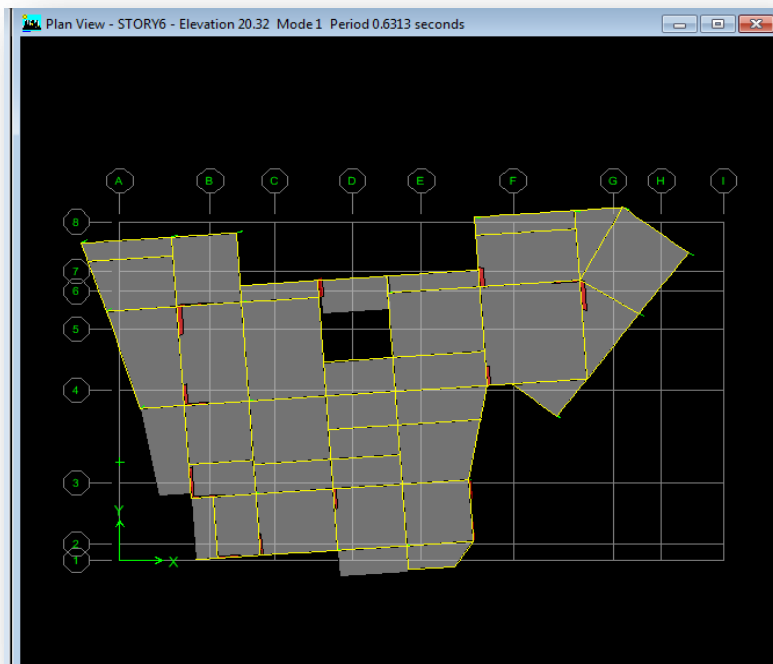


Fig. (IV.8): 1^{ier} mode T = 0.6313 s (translation selon l'axe X)

- 2^{iem} mode : translation selon Y

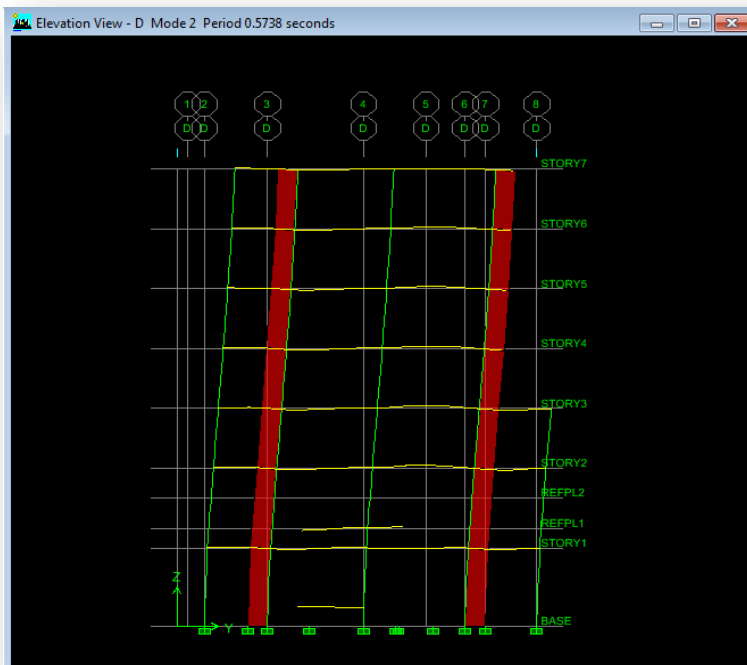
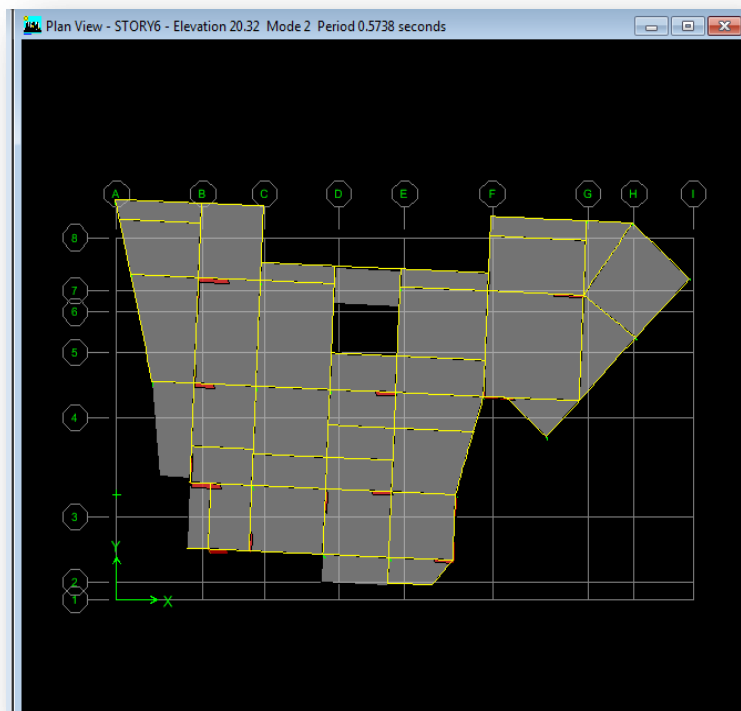


Fig. (IV.9): 1^{ier} mode T = 0. 574 s (translation selon l'axe Y)

- 3^{eme} mode : rotation autour de l'axe Z (torsion)

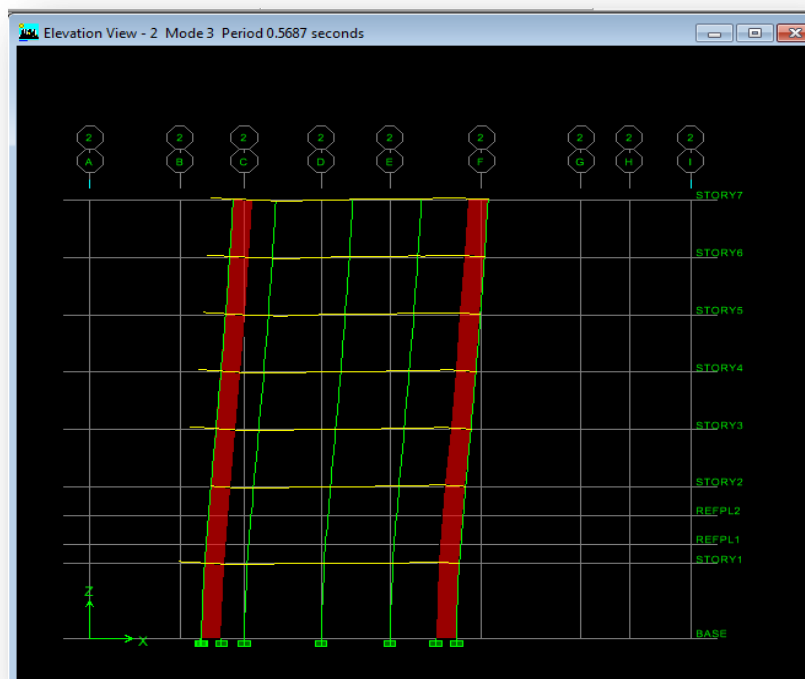
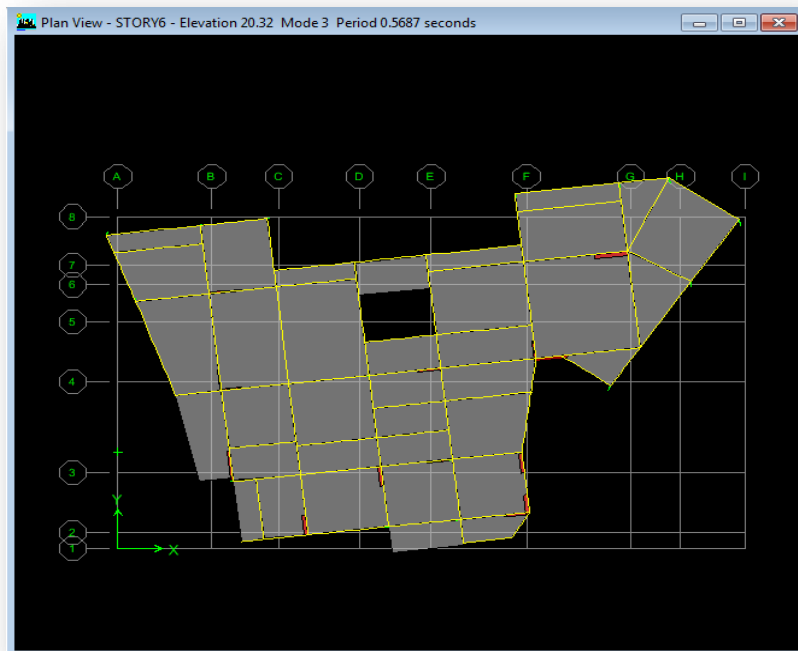


Fig.(IV.10) : 3^{iem} mode T = 0.5687 s (torsion)

- *Commentaire :*

$$T_{RPA} = 0.531 \text{ s (page 108 ,109)} \Rightarrow T_{Cal} = 0.634 \text{ s} < 1, 3 \times T_{RPA} = 0.691 \text{ s} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- ❖ *Nombre de mode à considérer*

Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à 90% ($\sum \alpha_i > 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de masse totale de la structure .

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art4.3.4 RPA99/V2003)

- Le nombre de mode à considérer pour le blocs (A) est 8 mode (participation modale de mode 8 est : 92.68%).
- Le nombre de mode à considérer pour le bloc B est 10 mode (participation modale de mode 10 est : 93.47%).

IV.3. Etude sismique

IV.3.1. Présentation des différentes méthodes de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée, le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

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

a. Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

b. Méthode d'analyse modale spectrale

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

c. Méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes

Méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

➤ **Classification de l'ouvrage :**

- Zone sismique : Zone IIa «bouira » ;
- Groupe d'usage : groupe d'usage 2 ;
- Site : « ferme S2 » les valeur de T1 et T2 sont respectivement 0,15s et 0,40s ;
- Système structurel : voiles-porteur

IV.3.2.Choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certain nombre des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

IV.3.2.1. Méthode statique équivalente

a. Principe

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

b. Calcul de force sismique totale par la méthode statique équivalente

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamental de la structure (T).

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

T₁, T₂ : période caractéristique associée à la catégorie de site :

Pour un site ferme (S₂)

$$\begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$$

- η : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 = 0,763$
 $\eta = 0,763$ avec $\xi = 10\%$ (tableau 4.3-RPA)

Où :

- ξ : C'est le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissage
- **A** : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIA}=0.15 \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right.$

- **Q** : est le facteur de qualité

.Sa valeur est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tab (IV. 5). Calculs du facteur qualité (tableau 4.4 de RPA99) (bloc A et B) :

Critère q »	P _q			
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0	0	0	0
3. Régularité en plan	0	0	0	0
4. Régularité en élévation	0,05	0,05	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10	0,10	0,10

A partir du tableau 4.4 de RPA99 V 2003 on trouve : **Q = 1.20**

- **W** : poids total de la structure

$$W = \Sigma W_i \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- β : Coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau 4.5 du RPA99 V 2003

$$\beta = 0.20 \text{ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés, tableau 4.5-RPA)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.
- W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation
- R : Coefficient de comportement

c. La période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
- C_T : C'est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : $C_T = 0.050$

✿ **BLOC (A)**

$h_N = 22.58 \text{ m}$

Donc : $T_{RPA} = 0.05 \times (22.58)^{3/4} = 0.517 \text{ s}$

D'autre part on a $T_2 < T < 3.0 \text{ Seconde}$

$$\text{donc : } D = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.40}{0.517} \right)^{2/3} = 1.607$$

Tab (VI.6) : La période fondamentale de la structure

	Bloc A
T(Seconde)	0.517
D	1.607

W = 23411.95 KN

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.607 \times 1.2}{3.5} 23411.95 = 1935.61 \text{ KN}$$

✿ **BLOC B :**

h_N = 23.38m

Donc : T_{RPA} = 0.05 × (23.38)^{3/4} = 0.531 s

on a $T_2 < T < 3.0 \text{ Seconde}$

donc : $D = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.40}{0.531}\right)^{2/3} = 1.580$

Tab (IV.7) : La période fondamentale de la structure

	Bloc B
T(Seconde)	0.531
D	1.580

W = 21520.68 KN

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.2}{3.5} 21520.68 = 1748.70 \text{ KN}$$

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité des calculs et comme nous avons besoin de l'effort tranchant à la base de la méthode modale spectral donc on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

e. Condition d' RPA99/Version 2003

- L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

- Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

IV.3.2.2. Application la méthode dynamique modale spectrale

1. Spectre de réponse de calcul :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

- g : Accélération de la pesanteur.
- A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

$A=0,15$

- η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 2 $\Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ s} ; T_2 = 0,40\text{s}$

- Q : Facteur de qualité (RPA 99. Tableau4.4)
- **Calcul de l'effort tranchant modal à la base :**

D'après le RPA99/V2003 : L'effort tranchant pour chaque mode est donné par la formule suivante :

$$V_i = \frac{sa}{g} \times w \times \alpha_i$$

Avec :

- V_i : L'effort tranchant à la base
- α_i : Coefficient de participation i
- W : Poids total de la structure
- **Sens longitudinal (XX)**

Tab(IV.8): Valeur de l'effort tranchant à la base (XX)

Mode	Période	Sa/g	$\alpha(\%)$	W(KN)	$V_i(KN)$
1	0,459139	0.0979	74,3335	23411.95	1703.74
2	0,379774	0.1073	0,5793	23411.95	14.55
3	0,34646	0.1073	0,6448	23411.95	16.19
4	0,153184	0.1073	12,8724	23411.95	323.36
5	0,120819	0.1230	0,0253	23411.95	1.23
6	0,109249	0.1291	0,0051	23411.95	0.1541
7	0,075998	0.1469	4,1661	23411.95	143.28
8	0.058286	0.1563	0.00538	23411.95	0.1968

- Sens transversal (YY)

Tab (IV.9): Valeur de l'effort tranchant à la base sens(YY)

Mode	Période	Sa/g	α(%)	W(KN)	V _i (KN)
1	0,459139	0.0979	0,2416	23411.95	5.5375
2	0,379774	0.1073	66,7937	23411.95	1677.92
3	0,34646	0.1073	7,6071	23411.95	191.09
4	0,153184	0.1073	0,0012	23411.95	0.0301
5	0,120819	0.1230	11,6745	23411.95	336.18
6	0,109249	0.1291	2,6604	23411.95	80.4101
7	0,075998	0.1469	0,0072	23411.95	0.2476
8	0.058286	0.1563	4.0874	23411.95	149.56

➤ **Combinaison des réponses modales** :(Art 4,3.5 ; RPA 99)

Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes T_i et T_j et d'amortissement ζ_i, ζ_j sont considérées indépendantes si le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j} \text{ (Avec } T_i \leq T_j \text{)}$$

Vérifie la relation suivante : $r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} = 0.99$; avec $\xi_i = \xi_j = 10\%$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : **E** : Effort de l'action sismique considéré

E_i : Valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E₁ et E₂ par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots \dots \dots (2)$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tab(IV.10) : Combinaison des réponses modales

<i>Mode</i>	<i>Périodes</i>	<i>r=Ti/Tj</i>	<i>Observation</i>
1	0,459139	0.8271	vérifiée
2	0,379774	0.9122	vérifiée
3	0,34646	0.4421	vérifiée
4	0,153184	0.7887	vérifiée
5	0,120819	0.9042	vérifiée
6	0,109249	0.6956	vérifiée
7	0,075998	0.7669	vérifiée
8	0.058286	/	/

Conclusion :

Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres donc la réponse totale est donnée par :

$$E_{x,dyn} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{x,i}^2} = \pm 1740.20 \text{ kN}$$

$$E_{y,dyn} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{y,i}^2} = \pm 1730.26 \text{ kN}$$

- **Vérification des exigences de RPA99/V2003**

- **La résultante des forces sismique de calcul**

➤ D'après le RPA99/2003 (art 4.3.6), la résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminés pas la méthode statique équivalente, les résultats obtenue sont résumé dans le tableau suivant :

Tab (IV11) : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure bloc A

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8V _{statique}	0.8V _{sta} < V _{dyn}
Sens X-X	1935.61	1740.20	1548.49	Vérifiée
Sens Y-Y	1935.61	1730.26	1548.49	Vérifiée

➤ *Justification du système de contreventement*

Pour le choix du système de contreventement, selon la définition donnée par RPA99/V2003 on doit calculer le pourcentage des charges verticales et horizontales par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci- dessous

Sous charges horizontales : mentionné dans le tableau suivant :

Tab (IV .12): reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques

Niveau	voile		portique		% voile		% portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau1	1854.13	2556.05	584.74	257.36	76%	90.85%	24%	9.15%

- *Sous charges verticales* : mentionné dans le tableau suivant :

Tab(IV.13): Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques :

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	16705.88	15335.5	52%	48%

D'après les résultats, On remarque que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient **R = 3.5**

- *Spectre de réponse*

Pour le calcul du spectre de réponse, on utilise le logiciel **Spectre 99V2003**

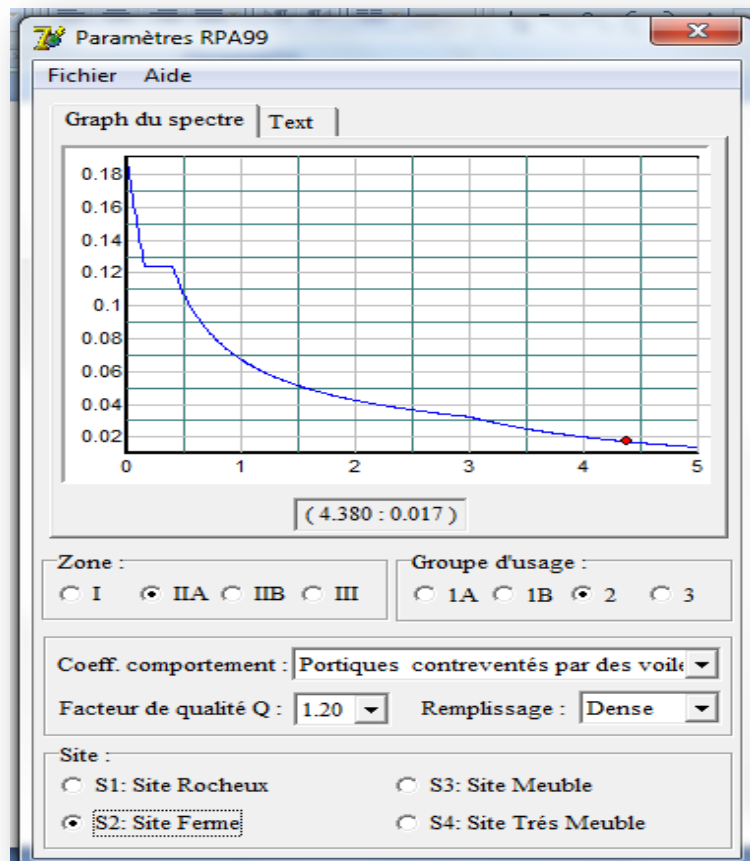


Fig.(IV.11): spectre de réponse

- *Distribution des forces sismique selon la hauteur*
- *Sens XX*

$$V_x = 1740.20 \text{ KN}$$

Tab(IV.14) : la distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Niveau	W(KN)	H _i (m)	W*H _i	V _x	W*H _i *V _x	F _i (KN)
Niveau1	4068.63	3.20	13019.62	1740.20	22656750.8	69.86
Niveau 2	4094.46	7.28	29807.72	1740.20	51871397.73	159.94
Niveau3	4017.20	10.34	41537.89	1740.20	72284249.46	222.89
Niveau 4	3034.34	13.40	40660.16	1740.20	70756824.46	218.18
Niveau 5	3010.44	16.46	49551.95	1740.20	86230305.19	265.89
Niveau 6	2959.59	19.52	57771.24	1740.20	100533525	310.00
Niveau 7	2227.26	22.58	50291.61	1740.20	87517569.45	269.86
Somme	/	/	324300.41	/	/	/

➤ Distribution des forces sismique selon la hauteur

- Sens YY

$$V_Y = 1730.26 \text{ KN}$$

Tab(IV.15): la distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Niveau	W(KN)	H _i (m)	W*H _i	V _y	W*H _i *V _y	F _i (KN)
Niveau1	4068.63	3.20	13019.62	1730.26	22527335.73	69.46
Niveau 2	4094.46	7.28	29807.72	1730.26	51575108.97	159.03
Niveau3	4017.20	10.34	41537.89	1730.26	71871362.76	221.62
Niveau 4	3034.34	13.40	40660.16	1730.26	70352662.39	216.93
Niveau 5	3010.44	16.46	49551.95	1730.26	85737758.8	264.37
Niveau 6	2959.59	19.52	57771.24	1730.26	99959278.79	308.23
Niveau 7	2227.26	22.58	50291.61	1730.26	87017670.22	268.32
Somme	/	/	324300.41	/	/	/

➤ Vérification des déplacements latéraux inter-étage

D’après l’article (Art5.10) du RPA99/V 2003, les déformations relatives latérales d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

- Principe de calcul : (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

Avec :

- **R** : Coefficient de comportement

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{Kadm} = 1\%h_0$ avec h_0 : la hauteur d'étage

- Sens longitudinal :

Tab(IV.16) : déplacement inter – étage dans le sens xx

SENS XX							
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_K (m)$	δ_{K-1}	$\Delta_K(x)$	Δ_{Kadm}	Observation
Niveau7	0.0143	3.5	0.0500	0.0444	0.0056	0.0306	CV
Niveau 6	0.0127	3.5	0.0444	0.0378	0.0066	0.0306	CV
Niveau 5	0.0108	3.5	0.0378	0.0304	0.0074	0.0306	CV
Niveau4	0.0087	3.5	0.0304	0.0224	0.008	0.0306	CV
Niveau 3	0.0064	3.5	0.0224	0.0143	0.0081	0.0306	CV
Niveau 2	0.0041	3.5	0.0143	0.0042	0.0101	0.0408	CV
Niveau 1	0.0012	3.5	0.0042	0.00	0.0042	0.0400	CV

- Sens transversal :

Tab(IV.17): déplacement inter – étage dans le sens yy

SENS YY							
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_K (m)$	δ_{K-1}	$\Delta_K(x)$	Δ_{Kadm}	Observation
Niveau7	0.0102	3.5	0.0357	0.0297	0.006	0.0306	CV
Niveau 6	0.0085	3.5	0.0297	0.0252	0.0045	0.0306	CV
Niveau 5	0.0072	3.5	0.0252	0.0199	0.0053	0.0306	CV
Niveau4	0.0057	3.5	0.0199	0.0147	0.0052	0.0306	CV
Niveau 3	0.0042	3.5	0.0147	0.0094	0.0053	0.0306	CV
Niveau 2	0.0027	3.5	0.0094	0.0028	0.0066	0.0408	CV
Niveau 1	0.0008	3.5	0.0028	0.00	0.0028	0.0400	CV

Conclusion :

Nous constatons que les déplacements inter- étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 /V2003 est **vérifiée**

- Vérification vis-vis de l'effet P- Δ : (Art5.9 RPA99/V2003)

L'effet du 2^o ordres ou (effet P- Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\text{Avec: } \theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

- **V_k** : Effort tranchant d'étage au niveau k.
- **Δ_k** : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau k+1
- **h_k** : Hauteur d'étage k.

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants:

- **Sens longitudinal :**

Tab(IV.18) : vérification de l'effet P-Delta sens xx

Niveau	P _k	V _k	H _k	Δk	θ _{Kx}	<0.1
Niveau 7	2227.26	415.82	3.06	0.0056	0.009	CV
Niveau 6	5186.85	858.24	3.06	0.0066	0.013	CV
Niveau 5	8197.30	1236.74	3.06	0.0074	0.016	CV
Niveau 4	11231.64	1541.63	3.06	0.008	0.019	CV
Niveau 3	15248.85	1482.77	3.06	0.0081	0.027	CV
Niveau 2	19343.31	2066.73	4.08	0.0101	0.023	CV
Niveau 1	23411.95	2150.32	3.20	0.0042	0.014	CV

- **Sens transversal :**

Tab(IV.19) : vérification de l'effet P-Delta sens yy

Niveau	P _k	V _k	H _k	Δk	θ _{Ky}	<0.1
Niveau 7	2227.26	450.87	3.06	0.006	0.009	CV
Niveau 6	5186.85	932.62	3.06	0.0045	0.008	CV
Niveau 5	8197.30	1338.26	3.06	0.0053	0.010	CV
Niveau 4	11231.64	1661.03	3.06	0.0052	0.011	CV
Niveau 3	15248.85	1977.05	3.06	0.0053	0.013	CV
Niveau 2	19343.31	2212.40	4.08	0.0066	0.014	CV
Niveau 1	23411.95	2302.48	3.20	0.0028	0.008	CV

Conclusion :

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieurs à 0.1

Donc : l'effet P- Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

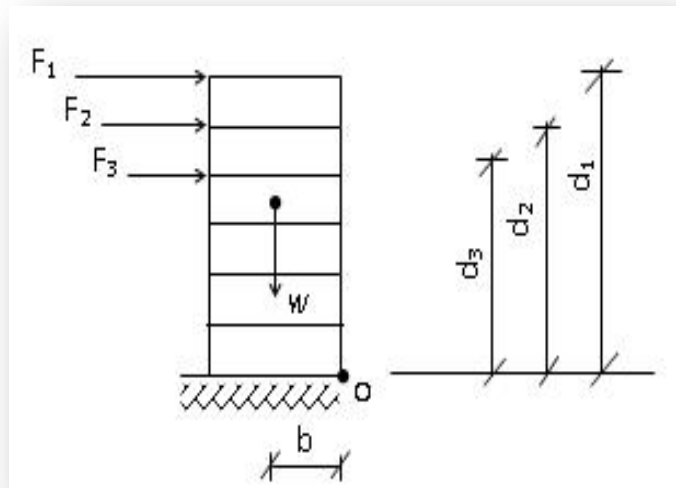
➤ **vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art5.5)**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_S > M_r$) avec :

M_s : Moment stabilisant

M_r : Moment de renversement



$$\left\{ \begin{array}{l} M_{Sta} = 0.8W \times b \\ M_{Renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \end{array} \right.$$

Avec :

b: Les points les plus éloignés par rapport au centre de gravité pour les deux directions (x, y)

$$b_x = L_x - X_G$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

- Sens xx : θ

Tab (IV. 20): calcul du moment de renversement sens xx

Niveau	d_i (m)	F_{xi} (KN)	$F_{xi} * d_i$ (KN.m)
Niveau1	3.06	69.86	213.77
Niveau2	6.12	159.94	978.83
Niveau3	9.18	222.89	2046.13
Niveau4	12.24	218.18	2670.52
Niveau5	15.30	265.89	4068.11
Niveau6	19.38	310.00	6007.8
Niveau7	22.58	269.86	6093.43
somme	/	/	22078,61

- Sens yy :

Tab (IV. 21) : calcul du moment de renversement sens yy

Niveau	d_i (m)	F_{xi} (KN)	$F_{xi} * d_i$ (KN.m)
Niveau1	3.06	69.46	212.54
Niveau2	6.12	159.03	973.26
Niveau3	9.18	221.62	2034.47
Niveau4	12.24	216.93	2655.22
Niveau5	15.30	264.37	4044.86
Niveau6	19.38	308.23	5973.49
Niveau6	22.58	268.32	6058.66
somme	/	/	21952,53

Calcul de centre de gravité de la structure :

Tab (IV.22): centre de gravité et de torsion

Niveau	X_i (m)	Y_i (m)	M_i (t)	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
Niveau 1	15,013	7,241	227,0404	3408.56	1643.99		
Niveau 2	13,342	7,809	301,6914	3645.64	2484.73		
Niveau 3	12,804	8,046	306,8753	3645.06	2594.02		
Niveau 4	12,562	8,168	309,311	3682.35	2628.52		
Niveau 5	12,725	8,243	409,501	5398.45	3462.33		
Niveau 6	12,841	8,158	417,3769	5592.43	3303.51		
Niveau 7	12,944	8,234	414,7434	5652.17	3603.06		
Somme	/	/	2395.74			12.95	8.23

Tab (IV.23): vérification du renversement

	W(KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr
Sens longitudinal	23411.95	9.65	180740.25	22078,61	8.18
Sens transversal	23411.95	8.62	161448.80	21952,53	7.35

Conclusion : On a ($M_s > 1,5 M_r$), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7.4.3.1) du RPA 2003 exige la vérification prescrite par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N}{Bx f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- **N:** L'effort normal maximal
- **B :** Section du poteau
- f_{c28} : Résistance caractéristique de béton

Tab(IV.24) : Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Poteau	Section	N(KN)	v	Remarque
Niveau 1	C16	45x45	1513.68	0.298	CV
Niveau 2	C16	45x45	1409.96	0.270	CV
Niveau 3	C16	45x45	1133.59	0.220	CV
Niveau 4	C16	40x40	878.43	0.220	CV
Niveau 5	C16	40x40	634.63	0.160	CV
Niveau 6	C22	35x35	414.40	0.075	CV
Niveau 7	C28	35x35	253.61	0.046	CV

❁ **BLOC B :**

- **Calcul de l'effort tranchant modal à la base :**
- **Sens longitudinal (XX) :**

Tab(IV.25): valeur de l'effort tranchant à la base (XX)

Mode	Période	Sa/g	$\alpha(\%)$	W(KN)	$V_i(KN)$
1	0.63	0.0904	60.2774	21520.68	1172.67
2	0.57	0.0964	6.7434	21520.68	139.89
3	0.56	0.0967	8.2506	21520.68	171.70
4	0.19	0.1226	11.5721	21520.68	305.32
5	0.17	0.1226	1.104	21520.68	29.12
6	0.17	0.1226	0.7831	21520.68	20.66
7	0.094	0.1467	0.0329	21520.68	1.03
8	0.092	0.1477	4.4457	21520.68	14.131
9	0.087	0.1497	0.0191	21520.68	0.6153
10	0.085	0.1496	0.2462	21520.68	7.92

- Sens transversal (YY)

Tab(IV.26): valeur de l'effort tranchant à la base sens(YY)

Mode	Période	Sa/g	$\alpha(\%)$	W(KN)	$V_i(KN)$
1	0.63	0.0904	1.92	21520.68	37.52
2	0.57	0.0964	62.75	21520.68	1301.87
3	0.56	0.0967	11.68	21520.68	243.09
4	0.19	0.1226	0.88	21520.68	23.38
5	0.17	0.1226	12.14	21520.68	320.56
6	0.17	0.1226	0.28	21520.68	5.48
7	0.09	0.1467	0	21520.68	0
8	0.09	0.1477	0.26	21520.68	8.31
9	0.08	0.1497	0.00	21520.68	0.006
10	0.08	0.1496	4.28	21520.68	138

➤ *Combinaison des réponses modales :*

Les résultats sont dans le tableau suivant

Tab(IV.27) : combinaison des réponses modales

Mode	Périodes	$r=Ti/Tj$	Observation
1	0,63	0.8943	vérifiée
2	0,56	0.9971	Non vérifiée
3	0,56	0.3409	vérifiée
4	0,19	0.9056	vérifiée
5	0,17	0.9576	vérifiée
6	0,16	0.5534	vérifiée
7	0,092	0.9449	vérifiée
8	0,087	0.968	vérifiée
9	0,084	0.9291	vérifiée
10	0,078	0.7389	vérifiée

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E_{X_{dyn}} = 1793.17KN$$

$$E_{Y_{dyn}} = 1967.99 KN$$

• *Vérification des exigences de RPA99/V2003*

Tab (IV .28) : Vérification de l’effort tranchant à la base de la structure bloc B

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8V _{statique}	0.8V _{sta} <V _{dyn}
Sens X-X	1748.70	1793.17	1398.96	Vérifiée
Sens Y-Y	1748.70	1967.99	1398.96	Vérifiée

➤ *Justification du système de contreventement*

Tab (IV .29): reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques

Niveau	voile		portique		% voile		% portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau1	2253.81	2797.13	287.88	250.57	88.67%	91.78%	11.33%	8.22%

- *Sous charges verticales :*

Tab (IV.30): reprise des charges verticales par les voiles et les portiques :

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	<i>F3</i>	<i>F3</i>	<i>F3</i>	<i>F3</i>
Niveau 1	18903.43	12478.61	60%	40%

- *Spectre de réponse :*

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre99V2003**

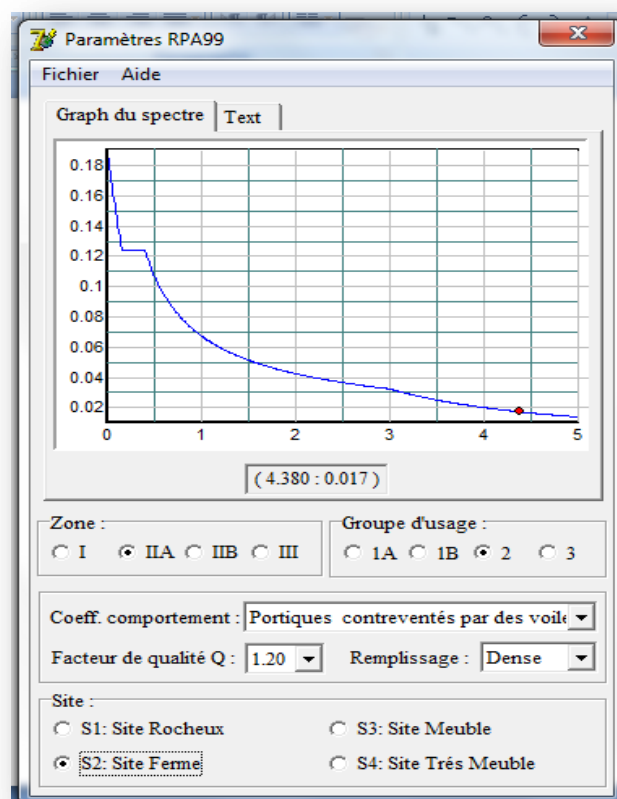


Fig. (IV.12) : spectre de réponse

➤ *Distribution des forces sismique selon la hauteur*

- *Sens XX*
 $V_x = 1793.17\text{KN}$

Tab (IV.31) : la distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Niveau	W(KN)	H _i (m)	W*H _i	V _x	W*H _i *V _x	F _i (KN)
Niveau1	4645.06	4	18580.24	1793.17	33317528.96	105.84
Niveau2	3836.39	8.08	30998.03	1793.17	55584737.46	176.58
Niveau3	3886.96	11.14	43300.73	1793.17	77645570.01	246.66
Niveau4	3368.21	14.20	47828.58	1793.17	85764774.8	272.46
Niveau5	3323.89	17.26	57370.34	1793.17	102874772.6	326.81
Niveau6	3148.75	20.32	63982.60	1793.17	114731679	364.48
Niveau7	2254.89	23.38	52719.32	1793.17	94534703.04	300.32
Somme	/	/	314779.84	/	/	/

➤ *Distribution des forces sismique selon la hauteur :*

- *Sens YY*

$$V_Y = 1967.99 \text{ KN}$$

Tab(IV.32): la distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Niveau	W(KN)	H _i (m)	W*H _i	V _x	W*H _i *V _x	F _i (KN)
Niveau 1	4645.06	4	18580.24	1967.99	36565726.52	116.16
Niveau 2	3836.39	8.08	30998.03	1967.99	61003813.06	193.79
Niveau 3	3886.96	11.14	43300.73	1967.99	85215403.63	270.71
Niveau 4	3368.21	14.20	47828.58	1967.99	94126167.15	299.02
Niveau 5	3323.89	17.26	57370.34	1967.99	112904255.4	358.67
Niveau 6	3148.75	20.32	63982.60	1967.99	125917117	400
Niveau 7	2254.89	23.38	52719.32	1967.99	103751110.7	329.60
Somme	/	/	314779.84	/	/	/

➤ *Vérification des déplacements latéraux inter-étage :*

- *Sens longitudinal :*

Tab (IV.33): déplacement inter- étage dans le sens xx

SENS XX							
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_K (m)$	δ_{K-1}	$\Delta_K(x)$	Δ_{Kadm}	Observation
Niveau 7	0.0137	3.5	0.0480	0.0435	0,0045	0.0306	CV
Niveau 6	0.0124	3.5	0.0435	0.0375	0,006	0.0306	CV
Niveau 5	0.0107	3.5	0.0375	0.0300	0,0075	0.0306	CV
Niveau 4	0.0085	3.5	0.0300	0.0224	0,0076	0.0306	CV
Niveau 3	0.0064	3.5	0.0224	0.0142	0,0082	0.0306	CV
Niveau 2	0.0040	3.5	0.0142	0.0045	0,0097	0.0408	CV
Niveau 1	0.0013	3.5	0.0045	0.0000	0,0045	0.04	CV

- Sens transversal :

Tab (IV.34): déplacement inter – étage dans le sens yy :

SENS YY							
Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_K (m)$	δ_{K-1}	$\Delta_K(y)$	Δ_{Kadm}	Observation
Niveau 7	0.0122	3.5	0.0428	0.0371	0,0057	0.0306	CV
Niveau 6	0.0106	3.5	0.0371	0.0317	0,0054	0.0306	CV
Niveau 5	0.0090	3.5	0.0317	0.0260	0,0057	0.0306	CV
Niveau 4	0.0074	3.5	0.0260	0.0196	0,0064	0.0306	CV
Niveau 3	0.0056	3.5	0.0196	0.0128	0,0068	0.0306	CV
Niveau 2	0.0036	3.5	0.0128	0.0042	0,0086	0.0408	CV
Niveau 1	0.0012	3.5	0.0042	0.0000	0,0042	0.04	CV

➤ Vérification vis-vis de l'effet P-Δ :

- Sens longitudinal :

Tab (IV.35) : vérification de l'effet P-Delta sens xx :

Niveau	P_K	V_K	H_K	Δk	θ_{Kx}	<0.1
Niveau 7	2254.89	363.64	3.06	0,0045	0,009	CV
Niveau 6	5403.64	729.49	3.06	0,006	0,014	CV
Niveau 5	8727.53	1039.6	3.06	0,0075	0,020	CV
Niveau 4	12095.74	1295.18	3.06	0,0076	0,023	CV
Niveau 3	15982.70	1526.58	3.06	0,0082	0,028	CV
Niveau 2	19819.63	1700.23	4.08	0,0097	0,027	CV
Niveau 1	24464.69	1793.18	4.00	0,0045	0,015	CV

- Sens transversal :

Tableau (IV.36) : vérification de l'effet P-Delta sens yy

Niveau	P_K	V_K	H_K	Δk	θ_{Kx}	<0.1
Niveau 7	2254.89	377.83	3.06	0,0057	0,011	CV
Niveau 6	5403.64	785.64	3.06	0,0054	0,012	CV
Niveau 5	8727.53	1130.88	3.06	0,0057	0,014	CV
Niveau 4	12095.74	1417.04	3.06	0,0064	0,017	CV
Niveau 3	15982.70	1672.93	3.06	0,0068	0,021	CV
Niveau 2	19819.63	1869.79	4.08	0,0086	0,022	CV
Niveau 1	24464.69	1967.98	4.00	0,0042	0,0130	CV

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieurs à 0.1

Donc : l'effet P- Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

➤ **vérification au renversement :**

● **Sens xx :**

Tab (IV. 37) : calcul du moment de renversement sens xx

Niveau	d_i (m)	F_{xi} (KN)	$F_{xi} * d_i$ (KN.m)
Niveau 1	3.06	105.84	323,87
Niveau 2	6.12	176.58	1080,66
Niveau3	9.18	246.66	2264,33
Niveau4	12.24	272.46	3334,91
Niveau5	15.30	326.81	5000,19
Niveau6	19.38	364.48	7063,62
Niveau6	23.38	300.32	7021,48
Somme	/	/	26089,08

- Sens yy :

Tab (IV. 38) : calcul du moment de renversement sens yy

Niveau	d_i (m)	F_{yi} (KN)	$F_{Yi} \cdot d_i$ (KN.m)
Niveau 1	3.06	116.16	355,44
Niveau2	6.12	193.79	1185,99
Niveau3	9.18	270.71	2485,11
Niveau4	12.24	299.02	3660,00
Niveau5	15.30	358.67	5487,6
Niveau6	19.38	400	7752.0
Niveau 7	23.38	329.60	7706,0
Somme	/	/	28632,2

➤ Calcul de centre de gravité de la structure :

Tab(IV.39): centre du gravité et de torsion

Niveau	X_i (m)	Y_i (m)	M_i (t)	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$	X_G (m)	Y_G (m)
Niveau1	9.194	8.058	229.8566	2113.30	1852.18		
Niveau2	11.129	8.673	320.9735	4016.98	2925.35		
Niveau3	11.759	8.894	338.827	4331.90	3134.83		
Niveau4	12.044	8.995	343.345	4388.29	3178.00		
Niveau5	12.332	9.1	396.2251	5241.26	3736.00		
Niveau6	12.491	9.068	391.0698	5144.52	3493.43		
Niveau7	12.59	9.156	473.5029	6160.74	4513.43		
SOMME	/	/	2493.80	/	/	12.59	9.15

Tab(IV.40): vérification de renversement

	W(KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr
Sens longitudinal	21520.68	4.92	84705.40	26089,08	3.25
Sens transversal	21520.68	7.70	132567.39	28632,26	4.63

Conclusion :

On a ($M_s > 1,5 M_r$), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux *directions*.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Tab (IV.41): vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Poteau	Section	N(KN)	v	Remarque
Entre sol	C20	45x45	1576.12	0.298	CV
RDC	C14	45x45	1288.57	0.254	CV
Niveau 1	C20	45x45	1018.41	0.201	CV
Niveau 2	C20	40x40	793.68	0.198	CV
Niveau 3	C20	40x40	585.85	0.146	CV
Niveau 4	C20	35x35	375.40	0.122	CV
Niveau 5	C20	35x35	184.22	0.060	CV

IV.4. Justification de la largeur des joints sismiques :

VI.4. 1. Définition

Afin de simplifier la forme en plan de notre bâtiment présentant des configurations complexes (forme U). Nous proposons d'introduire des joints sismiques au niveau de changement de forme.

Un joint sismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments qu'il sépare.

Les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions avec un minimum réglementaire de 4 cm au rez et ceci pour éviter l'entrechoquement.

La disposition de joint sismique peut coïncider avec les joints de dilatation qui ont pour but de limiter les longueurs très importantes de bâtiments ou avec les joints de rupture qui sont disposés en cas de sol de fondation hétérogène.

On a un sol de fondation homogène, donc il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation, les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger

IV.4.2. Calcul de la largeur du joint sismique :

La largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm} \text{ (RPA; Art 4- 19)}$$

δ_1 Et δ_2 : déplacements maximaux au niveau des sommets des deux blocs A et B respectivement :

$$\text{avec: } \delta_K = R. \delta_{ek}$$

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

R : Coefficient de comportement

$$\text{Tel que : } \delta_1 = 50 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 48 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } d_{min} = 15 + 50 + 48 = 113 \text{ mm} = 11.3 \text{ cm}$$

On adopte un joint sismique de **12 cm** de largeur

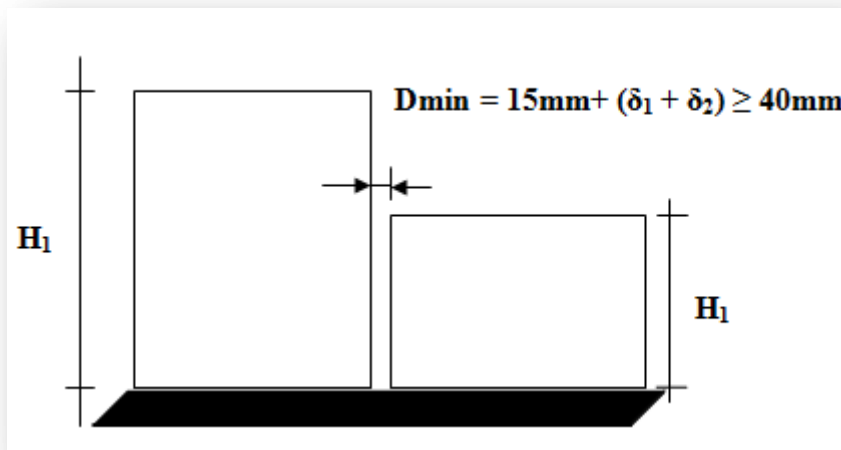


Fig. (IV .13) : Largeur minimale du joint sismique

Chapitre V
Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d’aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre structure. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93, BAEL91/99 et RPA99/2003).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d’éléments structuraux qui sont les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Pour des raisons de simplicité on prend les sollicitations les plus défavorables dans tous les blocs et on généralise les résultats obtenus.

V.2. Ferrailage des poteaux :

V.2.1. Introduction :

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 et le contreventement de la structure.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée qui est due à l’excentricité de l’effort normal par rapport aux axes symétrie, et à un moment fléchissant dans le sens longitudinale et transversal dû à l’action horizontale.

Une section soumise à la flexion composée peut se calculer comme :

- ✓ Une section en compression centrée **CC**.
- ✓ Une section entièrement tendue **ET**
- ✓ Une section entièrement comprimée **EC**.
- ✓ Une section partiellement comprimée **PC**.

Les armatures sont calculées à l’état limite ultime sous l’effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes.

Tab (V.1) : Valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations

Situation	Béton				Acier		
	θ	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu}	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1	1.5	25	14,2	1.15	400	348
Accidentelle	0.90	1.15	25	21.74	1	400	400

V.2.2. Recommandations selon RPA99/2003 :

D'après RPA99/2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochet :

- Leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{en zone courante}$$

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{en zone de recouvrement}$$

Avec :

A_s : section d'acier et B : section du béton

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur de recouvrement minimale est de 40ϕ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieure des zones nodales.

V.2.3. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons des différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91/99 :
 - ✓ ELU : $1.35G+1.5Q$ (situation durable)
 - ✓ ELS : $G+Q$ (situation durable)
- Selon RPA99/2003 :
 - ✓ $G+Q+E$ (situation accidentelle)
 - ✓ $0.8G \pm E$ (situation accidentelle)

Avec :

G : Charges permanent

Q : Surcharges d'exploitation.

E : Action sismique.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas de sollicitation suivants :

1. $N_{\text{compression}}^{\text{max}}, \text{Max}(M_{2-2}^{\text{corr}}, M_{3-3}^{\text{corr}})$
2. $N_{\text{traction}}^{\text{max}}, \text{Max}(M_{2-2}^{\text{corr}}, M_{3-3}^{\text{corr}})$
3. $\text{Max}(M_{2-2}^{\text{max}}, M_{3-3}^{\text{max}}), N^{\text{corr}}$

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

NB :

- ✓ comme la section de poteau est carrée donc on fait le ferrailage à partir de moment maximal entre M_{3-3} et M_{2-2} et on le généralise sur les quatre côtés de la section de poteau.
- ✓ L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par ETABS, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab (V.2) : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

		$N_{\text{compression}}^{\text{max}}$ (kN)	$N_{\text{traction}}^{\text{max}}$ (KN)	$\text{Max}(M_{2-2}^{\text{max}}, M_{3-3}^{\text{max}})$ (kN.m)
Poteau 45x45	Combinaison	ELU	08GEYMAX	GQEYMIN
	N (kN)	1589,19	- 713,35	439,01
	$\text{Max}(M_{2-2}^{\text{corr}}, M_{3-3}^{\text{corr}})$	15,47	19,10	90,50
Poteau 40x40	Combinaison	ELU	08GEYMAX	GQEYMIN
	N (kN)	793,68	-448,94	232,20
	$\text{Max}(M_{2-2}^{\text{corr}}, M_{3-3}^{\text{corr}})$	22,30	35,43	71,90
Poteau 35x35	Combinaison	ELU	08GEYMAX	GQEYMIN
	N (kN)	375,4	- 228,3	70,20
	$\text{Max}(M_{2-2}^{\text{corr}}, M_{3-3}^{\text{corr}})$	18,20	43,82	46,92

V.2.4. Vérification de l'effort normal réduit :

Avant d'entamer le calcul de ferrailage l'article (7.4.3.1) du RPA99/2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur la section de béton sous la combinaison sismique la plus défavorable .

Dans notre cas la combinaison sismique qui donne l'effort de compression la plus défavorable est G+Q+EYMIN

B_c : est la section brute du poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

On fait la vérification pour les poteaux les plus défavorables, les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

Tab (V.3) : Vérification de l'effort normal réduit

	Section (cm ²)	Effort normal (kN)	f_{c28} (MPa)	ν	Vérification
Poteau 45x45	2025	1406	25	0.277	$\nu < 0.30$
Poteau 40x40	1600	665,33	25	0.17	$\nu < 0.30$
Poteau 35x35	1225	284,26	25	0.1	$\nu < 0.30$

V.2.5. Calcul des armatures longitudinales :

On calcule le ferrailage des trois types des poteaux dans les différentes combinaisons et on prend le cas où le ferrailage est plus défavorable.

Avant d'entamer les calculs on doit vérifier tout d'abord si notre section travaille à la compression centré ou à la flexion composée :

Pour que la section travail à la compression centré il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$$

Si la condition précédente est vérifiée on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

donc
$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - \beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Telle que :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}$$

Et :

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

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2)$$

Avec :

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} \\ \frac{0.2B}{100} \end{array} \right\}$$

$$A_{\max} = \frac{5B}{100}$$

Si non la section travail à la flexion composée.

Pour que la section effectivement travail à la flexion composée et la méthode forfaitaire est applicable il faut que la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left\{ \frac{20e_0}{h}; 15 \text{ cm} \right\}$$

Si la section effectivement travail à la flexion composée le ferrailage se fait à partir des sollicitations ultimes suivantes :

N : effort normal de la section.

M = Ne_T moment corrigés de la section.

Avec :

$$e_T = e_0 + e_a + e_2$$

e_T : Excentricité totale de la section.

e₀ : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right\}$$

e₂ : Excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi – permanente, au moment total du premier ordre, ces moment

étant pris avant application des coefficient γ .

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

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation

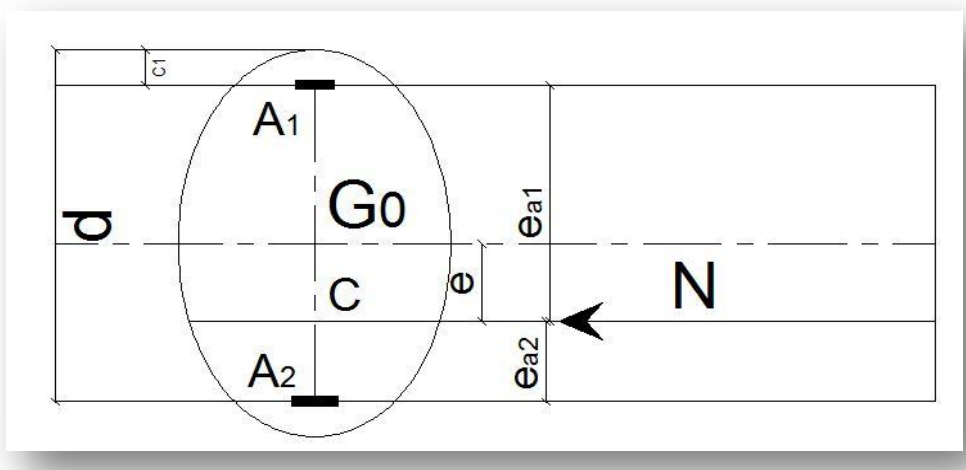
instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

Pour le calcul de ferrailage à la flexion composée la 1^{ère} question à laquelle il faut répondre la section est-elle entièrement comprimée ou tendue ou partiellement comprimé/tendue.

- ✓ La section est entièrement tendue lorsque l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression est entre les armatures.

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$



- ✓ La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

- ✓ La section est entièrement comprimée lorsque l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression est entre les armatures.

$$\text{Et} \quad N(d - C') - M_1 > \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h} \right) b h^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas on doit vérifier la condition suivante :

$$N(d - C') - M_1 < (0.5h - C')bh\sigma_b$$

Si la condition précédant est vérifiée donc :

$$A_2 = 0$$

$$\text{Et } A_1 = \frac{N - \psi bh\bar{\sigma}_b}{\sigma_{1s}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - C') - M_1}{bh^2\bar{\sigma}_b}}{0.857 - \frac{C_1}{h}}$$

Et :

$\sigma_{1s} = f(\xi_{1s})$ à partir de diagramme de déformation de l'acier

Telle que :

$$\xi_{1s} = \left[2 + \left(3.437 - 8.019 \frac{C_1}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] 10^{-3}$$

Si non :

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0.5h)\bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2(d - C_1)}$$

$$A_2 = \frac{N - \bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2} - A_1$$

✓ La section d'armature minimale :

$A_{\min} \geq 4 \times$ le périmètre de la section en mètre

A l'ELS :

A priori, si $e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} < \frac{h}{6}$ il y'a de forte chance que la section soit entièrement comprimée, sinon on refaire le calcul en considèrent la section partiellement comprimée.

La section est effectivement entièrement comprimée à l'ELS si :

$$\sigma_{\text{sup}} > 0 \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{inf}} > 0$$

Et on vérifiée que :

$$\text{Max} (\sigma_{bc,\text{sup}}; \sigma_{bc,\text{inf}}) < \bar{\sigma}_b$$

Telle que :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Avec : $e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$

S : L'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

X_G : La position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

I : L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

✓ La section est partiellement comprimée/tendue à l'ELU lorsque :

- Le centre de pression est à l'extérieure de segment formée par les armatures et l'effort normal est un effort de compression/traction.
- Le centre de pression se trouve entre les armatures et l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - C') - M_1 \leq \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h}\right) bh^2\bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u \pm N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Et : $\mu = \frac{M_1}{bd^2f_{bc}}$

On constate trois cas :

- a) Si $\mu < \mu_1$ donc la section sera armée par des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

- b) Si $\mu_1 < \mu < 0.667$ donc la section sera armée par des armatures comprimées et des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$A'_s = \beta'_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

- c) Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des sections d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

- ✓ La condition de non fragilité :

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

A l'ELS :

On considère que la section est partiellement comprimé à priori si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$

Si $\sigma_s \geq 0$ la section est effectivement partiellement comprimée à l'ELS donc on fait les vérifications comme une section en flexion simple avec :

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

- ✓ La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

On considère comme exemple de ferrailage détaillé de poteau dont les paramètres suivants :

Tab (V.4) : Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul

Section	N (kN)	M (KN.m)	C (cm)	d (cm)
45x45	1589,19	15,47	2	43

- Vérification de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{15,47}{1589,19} = 0,97 \text{ cm} < \frac{b}{12} = \frac{45}{12} = 3,75 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée donc on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = \frac{0.7 \times 4,08 \times \sqrt{12}}{45} = 21,99$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.79$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2) = 1849 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left[\frac{1589,19}{0.79} - 1849 \frac{25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{400} = -92,66 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc on prend pour la section d'armature la section minimale imposée par le BAEL :

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 1,8 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 4,05 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 4,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5B}{100} = 101,25 \text{ cm}^2$$

- Section minimale selon RPA :

$$A_{\min,RPA} = 0.8\%B = 16.20 \text{ cm}^2$$

- Section maximal selon RPA :

$$A_{\max,RPA} = 3\%B = 60,75 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_{\max,RPA} = 6\%B = 121,50 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

Les résultats des calculs de ferrailage des autres poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tab (V.5) : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux

Poteau	Combinaison	N (kN)	M (KN.m)	e_0 (cm)	Nature	A1 (cm ²)	A2 (cm ²)
45x45	ELU	1589,19	15,47	0,97	CC	0,00	0,00
	08GEYMAX	-713,35	19,10	2,67	CC	0,00	0,00
	GQEY MIN	1406,46	39,6	2,81	CC	0,00	0,00
40x40	ELU	793,68	22,30	2,8	CC	0,00	0,00
	08GEYMAX	-448,94	35,43	7,89	ET	8,4	8,4
	GQEY MIN	665,33	38,85	5,84	EC	0,00	0,00
35x35	ELU	375,4	33,59	4,85	EC	0,00	0,00
	08GEYMAX	-228,3	43,82	19,19	PT	0,00	2,6
	GQEY MIN	284,26	46,92	7,52	ET	6,43	6,43

* : CC : compression centré ; ET : entièrement tendue ; PC : partiellement comprimé ; PT : partiellement tendue.

Pour cause de changement de sens de direction de séisme, on généralise le ferrailage le plus défavorable sur tous les cotes de poteau avec pris en considération de la condition de non fragilité et la section minimal d'armature imposée par le BAEL et le RPA, les résultats de choix de ferrailage sont résumer dans le tableau suivant :

Tab (V.6) : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux

Poteau	$A_{s,cal}$	Choix	$A_{s,adop}$	A_{CNF}	$A_{min.RPA}$	Observation
45x45	-92,66	4HA20+4HA16	20,61	2,34	16,20	$A_{s,ado} > A_{min}$
40x40	8,4	8HA16	16,08	1,84	12,80	$A_{s,ado} > A_{min}$
35x35	6,43	4HA16+4HA14	14,21	1,39	9,80	$A_{s,ado} > A_{min}$

✓ **Vérification de pourcentage maximal d'armature :**

Pour éviter l'éclatement de béton on réalise le recouvrement des deux nappes d'armature de la même face de poteau dans des zones décalés, et on fait la vérification de pourcentage maximal d'armature, les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tab (V.7) : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux

Poteau	$A_{s,adop,ZC}$	$A_{max,ZC}$	Obs.	$A_{s,adop,ZR}$	$A_{max,ZR}$	Obs.
45x45	20,61	60,75	$A_{s,ado} < A_{max}$	33,18	121,5	$A_{s,ado} < A_{max}$
40x40	16,08	48	$A_{s,ado} < A_{max}$	24,12	96	$A_{s,ado} < A_{max}$
35x35	14,21	36,75	$A_{s,ado} < A_{max}$	22,25	73,5	$A_{s,ado} < A_{max}$

V.2.6. Vérification des poteaux à l'ELU :

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa (Situation Accidentelle)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

Tab (V.8): Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	$\sum U_i$ (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
45x45	56,63	0.29	5.00	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	452,16	0.32	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
40x40	28,41	0.20	5.00	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	401,92	0.21	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
35x35	25	0.22	5.00	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376,8	0.22	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

V.2.7. Calcul des armatures transversales des poteaux :

Les armatures transversales notées A_t des poteaux seront calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{hf_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul

h : hauteur de la section

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda < 5$$

t : l'espacement des cadres

telle que : $\lambda = \frac{l_f}{a}$

✓ **Détermination des espacements des cadres :**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante : $t \leq \text{Min} (10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$

ϕ_1 : Diamètre min des armatures longitudinal

Donc on adopte un espacement uniforme de 15cm.

Tab (V.9) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux

Poteau	V_u (kN)	λ	ρ_a	A_t (cm ²)	Choix
45x45	56,63	6,34	2,5	1,18	4 ϕ 8
40x40	28,41	5,35	2,5	0,66	4 ϕ 8
35x35	25	6,12	2,5	0,67	4 ϕ 8

✓ **Jonction des armatures :**

La longueur minimale des recouvrements des barres est de 40ϕ en zone IIa, ϕ désigne le diamètre maximal des barres longitudinales

Soit particulièrement une longueur de $40 \times 2 = 80$ cm.

V.2.8. Vérification des poteaux à l'ELS :

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

a) Calcul de l'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

b) Calcul de la position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

c) Calcul de l'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

d) Calcul des contraintes dans le béton :

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Avec : $e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{\text{inf}} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{\text{sup}} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6f_{c28}$$

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorable ($N_{\text{ser,max}} ; M_{\text{ser,corr}}$) et ($M_{\text{ser,max}} ; N_{\text{corr}}$), on distingue que la sollicitation la plus défavorable est de ($N_{\text{ser,max}} ; M_{\text{ser,corr}}$), les résultats obtenue sont résumer dans le tableau suivant :

Tab (V.10): Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS

	$N_{ser}(kN)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_{inf}(MPa)$	$\sigma_{sup}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
45x45	1152,97	33,36	3,49	7,89	15	CV
40x40	579,01	30,50	1,48	5,79	15	CV
35x35	274,11	24,42	0	4,81	15	CV

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

D'où le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications, voici le schéma de ferrailage dans le figure suivant

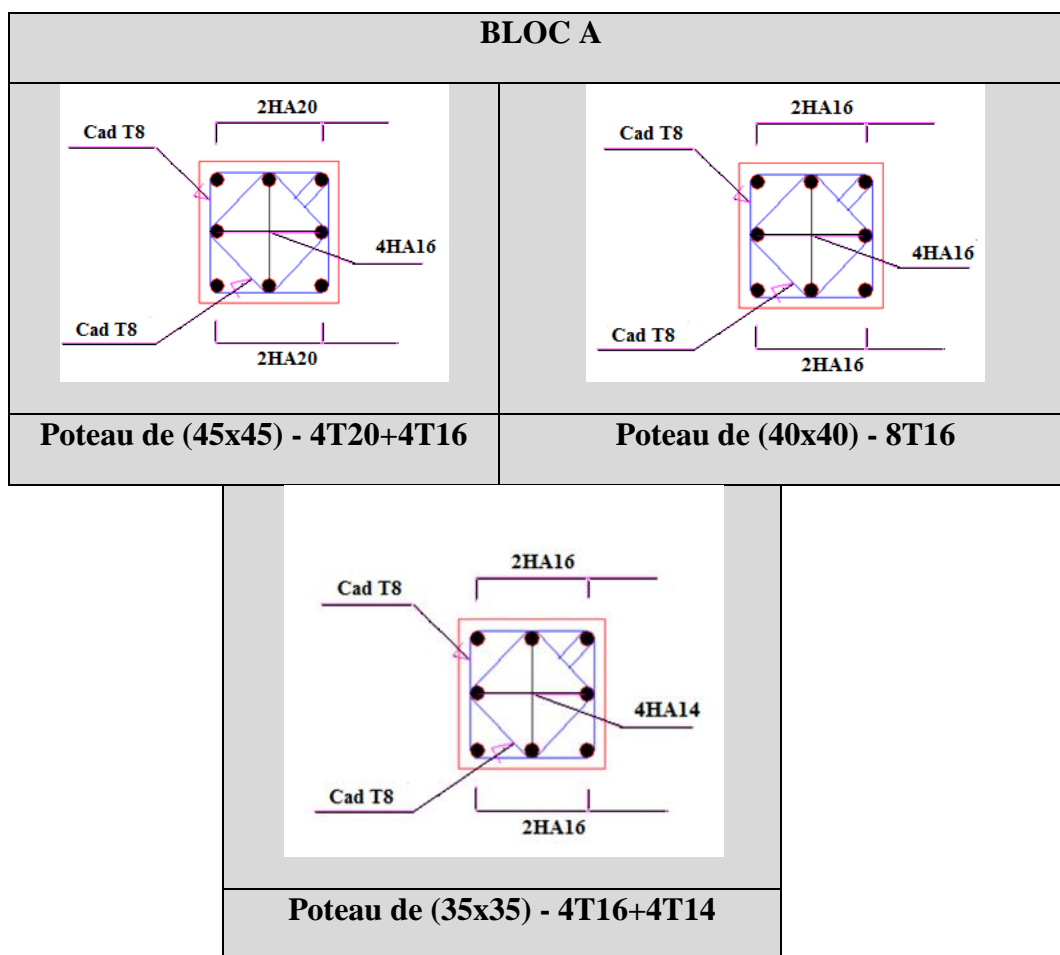


Fig.(V.1): Schéma de ferrailage des poteaux bloc (A)

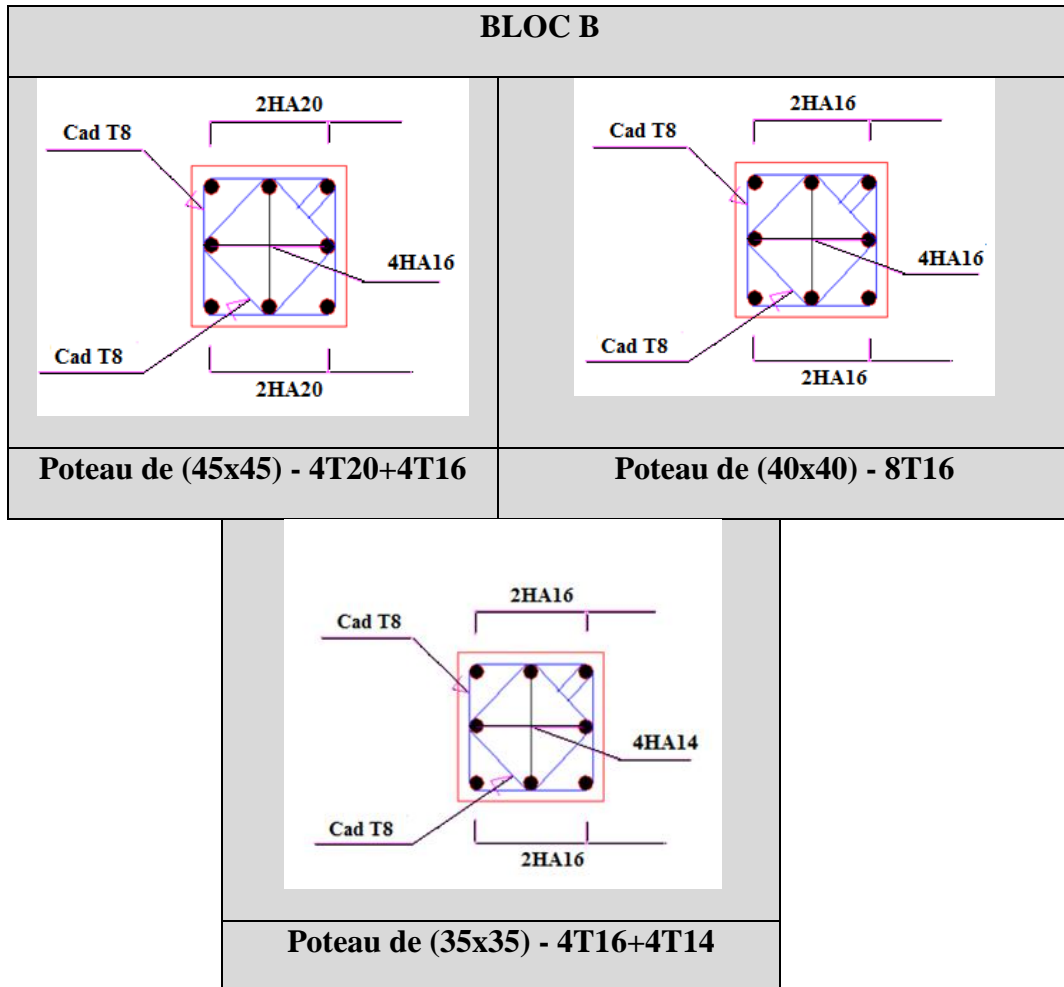


Fig.(V.2): Schéma de ferrailage des poteaux bloc (B)

V.3.Ferrailage des poutres :**V.3.1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.3.2. Recommandations du RPA99 version 2003 :**a) Armatures longitudinales :**

- ✓ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ en zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$
- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \emptyset\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.3. Les combinaisons de calcul :

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q$ selon BAEL91/99
- ✓ $G + Q$ selon BAEL91/99
- ✓ $G + Q \pm E$ selon RPA99
- ✓ $0.8 G \pm E$ selon RPA99

V.3.4. Présentation de la méthode de calcul :

a) Calcul de ferrailage longitudinal :

A L'ELU :

En travée

$$M_{t \max} = 69,98 \text{KN.m}, M_{\text{ser}} = 49,45 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,415$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,09$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} [3440 \times \gamma + 49 \times 25 - 3050] = 0, \quad \gamma$$

$$\mu_{bu} = 0,09 < \mu_{lu} = 0,3 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0,09 < \mu_{lu} = 0,3 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifié

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 43[1 - 0,6 \times 0,09] = 40,68 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{69,98 \times 10^6}{406,8 \times 400} = 4,3 \text{cm}^2$$

On adopte : 3T14+3T12

Sur appuis :

$$M_{t \max} = 110,44 \text{KN.m}, M_{\text{ser}} = 80,21 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,37$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,14$$

γ

$$\mu_{lu} = 10^{-4} [3440 \times \gamma + 49 \times 25 - 3050] = 0,289$$

$$\mu_{bu} = 0,14 < \mu_{lu} = 0,289 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0,14 < \mu_{lu} = 0,289 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 43[1 - 0,6 \times 0,289] = 39,39 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{110,44 \times 10^6}{355,4 \times 400} = 7 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T16+3T14

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

$$A_{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

c) Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

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

La fissuration comme étant peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

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

V_u : l'effort tranchant

d) Vérification de Contrainte d'adhérence :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1,5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues.

e) Vérification à L'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-C')^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

f) Armature transversales :

✓ **Selon le BAEL 91/99 :**

Dans le cas courant de la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$), les armatures transversales sont calcul à partir de la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}^*}{0.9\sigma_s}; \rho_{t,min} \right\} \text{ (Art 5.1.2.3) BAEL 91/99}$$

Avec :

$$f_{t28}^* = \text{Min} \{ f_{t28}; 3.3 \text{ MPa} \}$$

$\rho_{t,min}$: la condition de non fragilité dans les armatures transversales

$$\rho_{t,min} = \frac{1}{f_e} \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL 91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL 91/99}$$

✓ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

V.3.5. Ferrailage des poutres :

Dans notre structure on a trois types de poutre :

- ✓ Poutre principale (30x45) cm.
- ✓ Poutre secondaire (30x40) cm.

Calcul de ferrailage longitudinal :

Tab (V.11): Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales

	M_u	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{minRPA} (cm^2)	A_s adopté	Choix des barres
Travée	69,98	4,3	1.56	6.75	8,01	3HA14 + 3HA12
Appui liée au poteau	110,44	7,0	1.56	6.75	10,65	3HA16 + 3HA14
Appui liée au voile	118,9	7,6	1.56	6.75	12,91	3HA16 + 3HA14 + 2HA12

Tab (V.12): Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaire

	M_u	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{minRPA} (cm^2)	A_s adopté	Choix des barres
Travée	34,80	2,37	1.38	6.0	6.88	3HA14 + 2HA12
Appui liée au poteau	45,81	3,15	1.38	6.0	9,24	6HA14
Appui liée au voile	86,10	6,18	1.38	6.0	9,24	6HA14

Vérification à l'ELU :

Tab (V.13) : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
Travée	5,49	0.04	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	244,92	0,06	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui liée au poteau	138,56	1.07	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	282,6	1,27	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui liée au voile	132,20	1.02	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	357,96	0,96	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tab (V.14) : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
Travée	1,54	0,01	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	207,24	0,02	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui liée au poteau	35,56	0,31	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	263,76	0,39	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui liée au voile	77,18	0,68	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	263,76	0,86	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tab (V.15) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres

	Espacement		Armature transversales		
	Zone courante	Zone nodale	A_t (cm ²)	choix	A_t adopté
Poutre principale	15	10	1,35	4 ϕ 8	2,01
Poutre secondaire	15	10	1,35	4 ϕ 8	2,01

Vérification à l'ELS :

Tableau (V.16): Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	49,45	11,61	79203,28	7,2	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au poteau	80,21	19,32	130992,25	11,83	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au voile	85,97	20,65	145001,81	12,24	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tab (V.17): Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	25,24	8,04	37106,92	5,47	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au poteau	33,59	9,48	46952,41	6,78	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au voile	62,50	12,54	79808,56	9,82	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Vérification de La flèche :(Art B.6.5, 1) BAEL91/99➤ **Poutre principale :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.089 > 0.0625) \Rightarrow CV$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.089 > 0.041) \Rightarrow CV$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.007 < 0.01) \Rightarrow CV$$

Avec :

$$h_t = 45 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 43 \text{ cm} ; L = 5,05 \text{ m} ; A_s = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 49,45 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 119,57 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Poutre secondaire :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.0835 > 0.0625) \Rightarrow CV$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.0835 > 0.025) \Rightarrow CV$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.006 < 0.01) \Rightarrow CV$$

Avec:

$$h_t = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 38 \text{ cm} ; L = 4,79 \text{ m} ; A_s = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 25,24 \text{ kN.m} ; M_{0, ser} = 99,12 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Conclusion : le ferrailage choisit satisfait tous les conditions de la résistance et de stabilité de forme, le détail de ferrailage est représenter dans les figures suivantes :

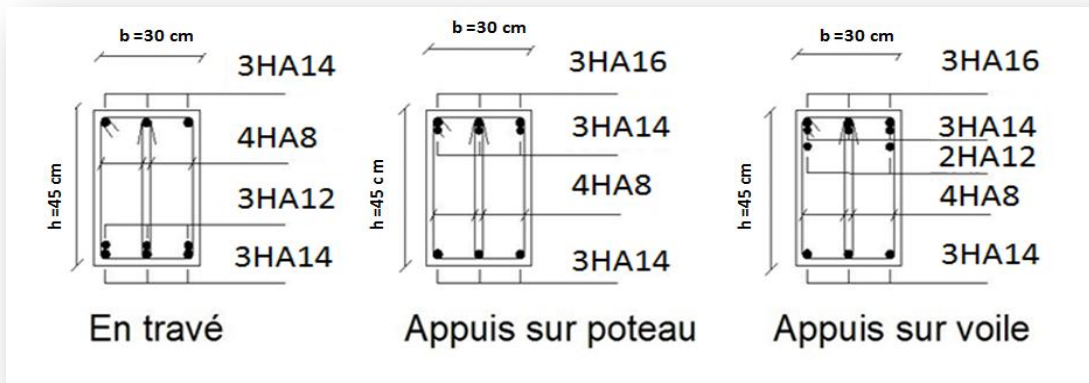


Fig. (V.3) : Ferrailage des poutres principales

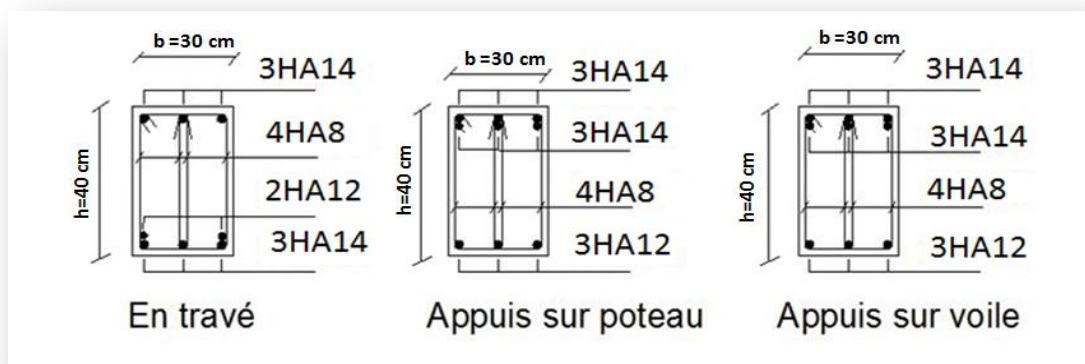


Fig. (V.4) : Ferrailage des poutres secondaires

V.4. Ferrailage des voiles :

V.4.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s’effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l’action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l’action du séisme.

- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte deux sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles (type 1 : $L = 1.5$ m et type deux $L = 1$ m), que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

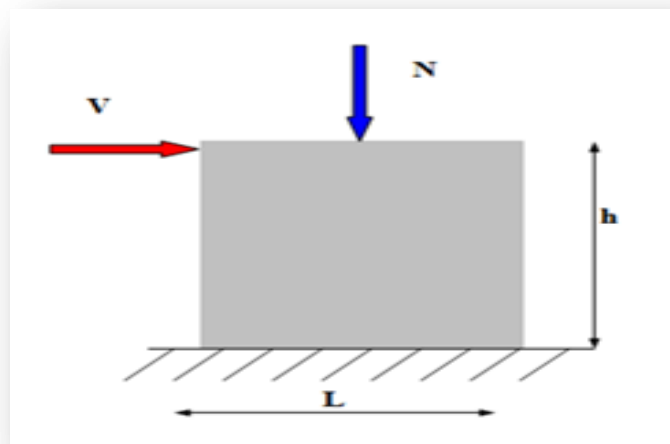


Fig.(V.5) : Sollicitations des voiles

- **Stabilité de la construction vis-à-vis des charges latérales**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structure auto stable ;
- Structure contreventé par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles, dont le but d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.4.2. Rôle de contreventement

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol ;

- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4. 3. Les avantages des voiles

- Leur présence limite les déformations latérales ;
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant ;
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques ;

V.4. 4. Combinaisons de calcul :

- Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL91/99	{	$1.35 G + 1.5 Q$ $G + Q$
Selon le RPA99/2003	{	$G + Q + E$ $0.8G \pm E$

V.4. 5. Recommandations du RPA99/2003 :

a. Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% 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.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ.

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.4. 6. Calcul du ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon R.P.A.V2003 sous les sollicitations suivantes :

- $N_{compression}^{max}, M_{corr}$
- $N_{traction}^{max}, M_{corr}$
- M_{max}, N_{corr}

V.4. 6. 1. Méthode de calcul

- Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes
- Pour le calcul du ferrailage on a partagé l'ouvrage en trois parties :
 - **Zone I** : entre sol, RDC, 1^{er} étage
 - **Zone II**: 2, 3^{ème} étages.
 - **Zone III** : 4, 5^{ème} étage.

V.4.6.2. Présentation de la méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

3^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

V.4.6.3. Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone I) de $(L = 1.5\text{m}; e = 0.2 \text{ m})$

➤ Détermination des sollicitations :

$$N = -923,72 \text{ kN}$$

$$M = 1235,49 \text{ KN.m}$$

$$V = 250,56 \text{ kN}$$

$$B = L \times e = 0.3 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.05625 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 0.75 \text{ m}$$

D'où

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-923,72}{0,3} + \frac{1235,49 \times 0,75}{0,05625} = 13394,13 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-923,72}{0,3} - \frac{1235,49 \times 0,75}{0,05625} = -19552,26 \text{ kN/m}^2$$

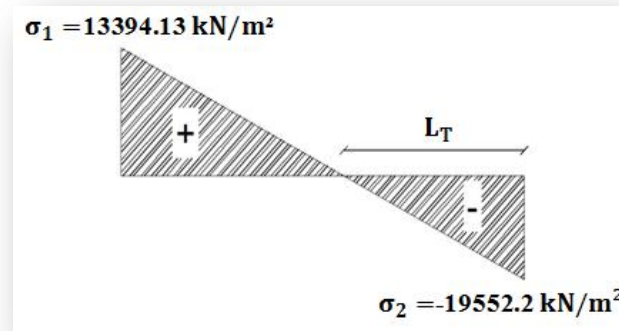


Fig. (V.6) : Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue

⇒ La section est partiellement tendue

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{19552,26}{13394,13 + 19552,26} \times 1,5 = 0,89 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{19552,26}{2} \times 0,20 \times 0,89 = 1740,15 \text{ kN}$$

➤ **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{1740,15 \times 10}{400} = 43,50 \text{ cm}^2$$

$$(A_v / ml) / \text{Face} = (60,90 / 0,89) / 2 = 24,44 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature minimale :**

$$A_{\min} = \max\left(0,2\% e L_T, \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right)$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(3,56 ; 15,75) = 15,75 \text{ cm}^2$$

$$(A_{\min} / ml) / \text{Face} = (15,75 / 1,02) / 2 = 7,72 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 250,56 \times 10}{400} = 8,76 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

Donc $A_{sv} = \text{Max}(A_v; A_{\min}) = 36,66 \text{ cm}^2/\text{face}$

Le ferrailage adopté :

En zone d'about : **Soit 4HA20** ($A_s=12,57 \text{ cm}^2$)

En zone courante : **Soit 8HA20** ($A_s=25,13 \text{ cm}^2$)

Donc A_s adopté : $A_s = 37,7 \text{ cm}^2/\text{face}$.

➤ **Espacement**

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 14 \text{ cm}$$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 7 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{37,7}{4} = 9,42 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 130 = 3.9 \text{ cm}^2$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right) = 9,42 \text{ cm}^2$$

O prend 14HA10 = 11 cm² / nappe avec $S_h = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA99 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 250,56 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 1.5} = 1,30 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ **condition vérifiée**

Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{250,56 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 1.5} = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **condition vérifiée**

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{752,9 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.5 + (15 \times 75,4 \times 10^{-4})} = 1,43 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ **condition vérifiée**

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tab (V.18) : Ferrailage verticale du voile type 1

Zone	sollicitations	N (kN)	M (KN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
Zone I	N ^{min}	-923,72	1235,49	13394.13	-19552.2	SPC	0.61	0.89	1740,15	43,50
	N ^{max}	1898,66	28,63	6710.6	5947.14	SPC	0,8	0.7	416,3	10,41
	M ^{max}	1481,57	1316,64	22493,76	-12616,6	SPC	0,96	0,54	681,3	17,03
Zone II	N ^{min}	-569	151.03	117	-3910,4	SPC	0.05	1,45	567	14,17
	N ^{max}	53.83	1095,8	14790,1	-14431.2	SPC	0.76	0.74	1067.9	26,70
	M ^{max}	425.29	353,18	6126.7	-3291.4	SPC	0.98	0.52	171.15	4.28
Zone III	N ^{min}	-308,3	80.51	45,8	-2101.13	SPC	0.04	1.46	306.76	7,67
	N ^{max}	593,4	131.8	3735.33	220.66	SEC	1.42	0.08	1,77	0.04
	M ^{max}	172.64	314,64	4770.67	-3619.73	SPC	0.86	0.64	231.66	5.79

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tab(V.19) : Choix des barres du voile type 1 (L=1,5m)

Choix des barres / nappe													
Zone	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	43,50	8,76	15.75	36.66	37.7	8HA20	14	4HA20	7	10.87	11	6HA10/ml	20
II	26,70	5.48	15.75	15.75	18.10	5HA16	20	4HA16	10	6.67	11	6HA10/ml	20
III	7,67	3.07	15.75	15.75	18.10	5HA16	20	4HA16	10	1.92	11	6HA10/ml	20

Tab (V.20) : Ferrailage verticale du voile type 2

Zone	sollicitations	N (kN)	M (KN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
Zone I	N ^{min}	-636.56	362.6	7738.89	-14104.5	SPC	0.35	0.65	910.74	22.77
	N ^{max}	1328.99	12.50	7291.46	6538.44	SPC	0.53	0.47	309.12	7.73
	M ^{max}	974.49	519.21	20511.3	-10766.4	SPC	0.66	0.34	370.60	9.27
Zone II	N ^{min}	-458.98	128	1560.5	-6150.3	SPC	0.2	0.8	490.56	12.27
	N ^{max}	892.88	60.71	6293.01	2635.78	SPC	0.7	0.3	77.801	1.947
	M ^{max}	63.74	244	7668.1	-7030.7	SPC	0.52	0.48	336.29	8.41
Zone III	N ^{min}	-220.4	49.10	376.92	-2580.9	SPC	0.13	0.87	225.20	5.63
	N ^{max}	420.4	41.31	3346.28	857.7	SEC	0.8	0.2	17.50	0.44
	M ^{max}	209.82	207.56	7300.91	-5202.7	SPC	0.58	0.42	216.48	5.41

Tab (V.21) : Choix des barres du voile type 2 (L=1,0m)

Choix des barres / nappe													
Zone	Av (cm ²)	Avj (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	22.77	3.80	10.5	17.52	18.10	5HA16	14	4HA16	7	9.24	10.21	6HA10/ml	20
II	12.27	3.16	10.5	10.50	13.85	5HA14	14	4HA14	7	4.50	10.21	6HA10/ml	20
III	5.63	1.74	10.5	10.50	13.85	5HA14	14	4HA14	7	4.50	10.21	6HA10/ml	20

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Tab (V.22) : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

voile	Zone	V	Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
			τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	I	250.56	1.3	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.93	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1378.11	3.34	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	142.35	0.74	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.53	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	800.53	2.30	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	79.79	0.41	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.30	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	433.65	1.25	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 02	I	98.79	0.77	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.55	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	964.95	3.79	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	82.15	0.64	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.46	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	652.41	2.70	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	45.15	0.35	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.25	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	307.21	1.27	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Le ferrailage obtenu est représenté dans les figures suivantes :

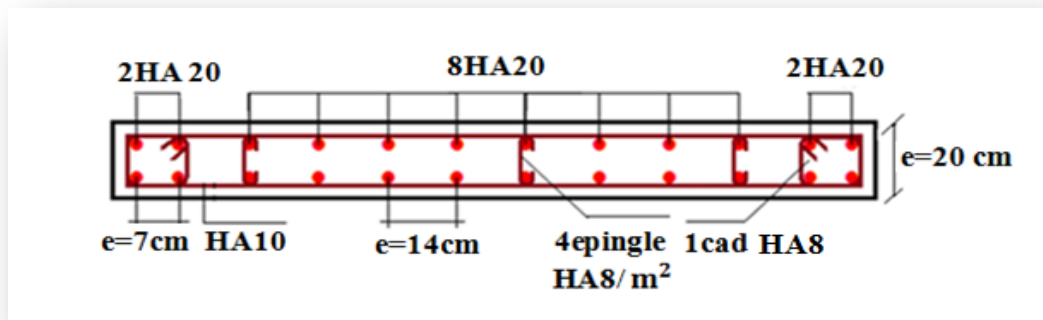


Fig. (V.7) : Schéma de ferrailage de voile type I zone 1

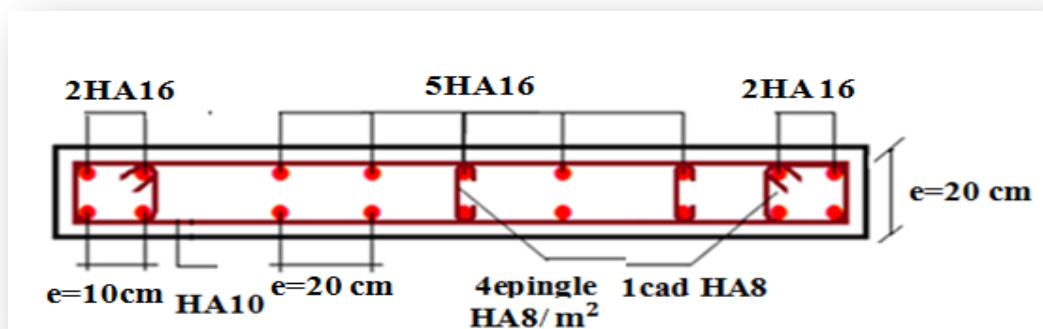


Fig. (V.8) : Schéma de ferrailage de voile type I zone 2 et 3

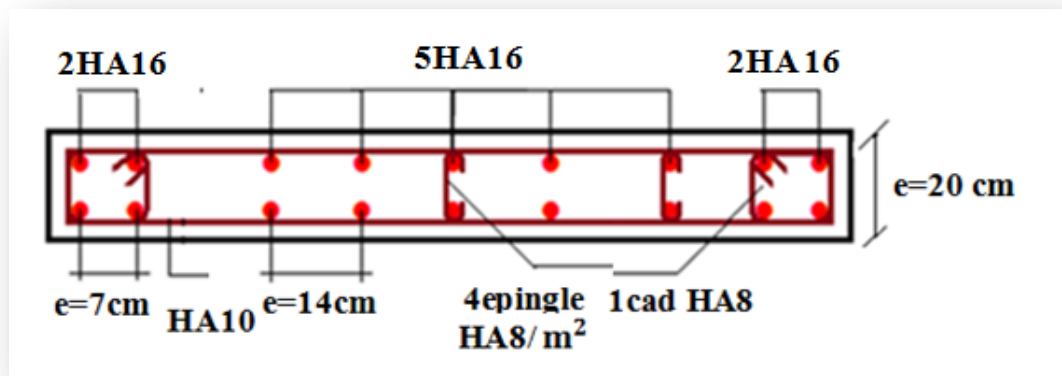


Fig. (V.9) : Schéma de ferrailage de voile type II zone 1

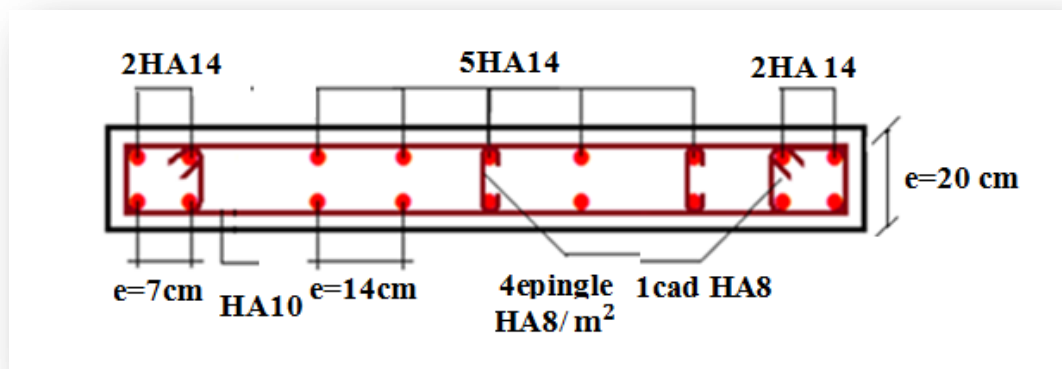


Fig. (V.10) : Schéma de ferrailage de voile type II zone 2 et 3

Chapitre VI
Chapitre IV : Etude de Fondation

VI.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par les sous dimensionnement des fondations celle-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismique horizontales cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.2. Etude du mur de soutènement :**VI.2.1. définition :**

Les murs de soutènement sont destinée à retenir les massif de terre afin d'assurer leur stabilité.

Le mur de soutènement représente un mur continu à la périphérie du la structure entre le niveau de fondation et le niveau de base, le mur assure :

Reprendre les poussées des terres

VI.2.2. Pré dimensionnement du mur de soutènement :

Pour le pré dimensionnement d'un mur de soutènement on applique les conditions exigées par l'RPA99/2003.

Nous avons :

$$H = 4 \text{ m.}$$

$$h_r = 50 \text{ cm l'épaisseur de radier}$$

$$e \geq 15 \text{ cm on prend } e = 30 \text{ cm}$$

VI.2.3. Détermination des sollicitations :**VI.2.3.1. Caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**

γ : Le poids volumique du sol $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

ϕ : Angle de frottement interne $\phi = 35^\circ$.

C : La cohésion C =0.

q : La surcharge éventuelle $q = 5 \text{ KN/m}^2$.

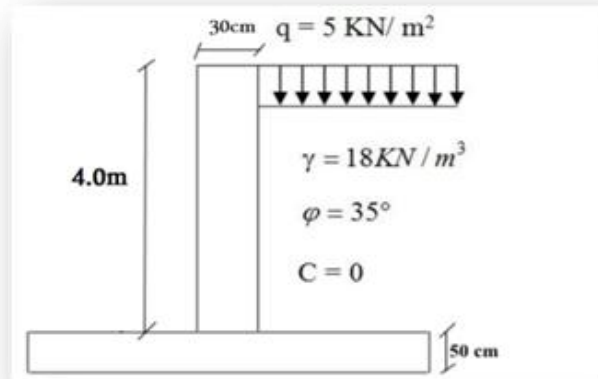


Fig. (VI.1) : Schéma du mur de soutènement

VI.2.3.2. Contrainte de la poussée :

a. Contrainte de la poussée des terres :

$$\sigma_{h1} = K_a \times \gamma \times H$$

K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$k_a = 0.27$$

$$\sigma_{h1} = 0.27 \times 18 \times H$$

$$H = 0.00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 4 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 19.44 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Point d'application :**

$$Y_1 = \frac{H}{3} = 1.33 \text{ m}$$

b. Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge :

$$\sigma_{h2} = K_q \times q$$

k_q : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$k_q = \frac{k_a}{\cos^2(\beta - \lambda)}$$

On prend $\beta = \lambda = 0$.

$$k_q = 0.27$$

$$\sigma_{h2} = 0.27 \times 5 = 1.35 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Point d'application :**

$$Y_2 = \frac{H}{2} = 2 \text{ m}$$

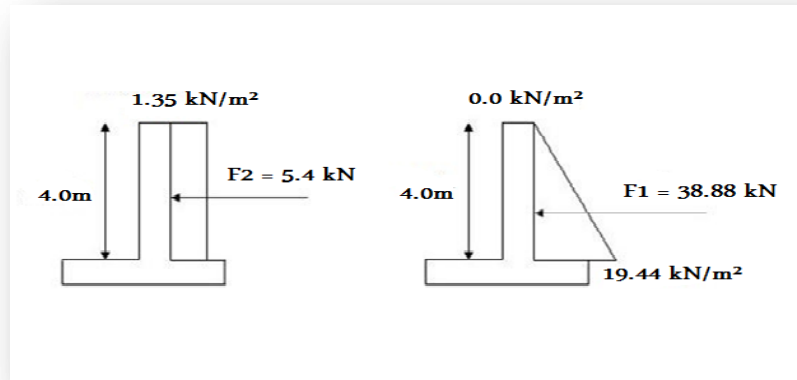


Fig. (VI.2) : Contraintes due à la poussée des terres et à la surcharge

VI.2.3.3. Calcul des moments :

$$F_1 = \frac{\sigma_1 \times h}{2} = 38.88 \text{ KN}$$

$$M_1 = F_1 \times y_1 = 38.88 \times 1.33 = 51.71 \text{ KN.m}$$

$$F_2 = \sigma_2 \times h = 5.4 \text{ KN}$$

$$M_2 = F_2 \times y_2 = 5.4 \times 2 = 10.80 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1.35M_1 + 1.5M_2 = 86 \text{ KN.m}$$

$$M_s = M_1 + M_2 = 52.55 \text{ KN.m}$$

VI.2.3.4. Calcul de l'effort normal :

Poids du mur $G = 30 \text{ kN/ml}$

$$N_u = 40.50 \text{ kN/m}$$

$$N_s = 30 \text{ KN/m}$$

VI.2.4. Calcul de ferrailage de Mur de soutènement:

VI.2.4.1. Armatures verticales :

Le calcul se fera en flexion composé

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{86 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 27^2} = 0,083 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow \beta = 0,9535$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{86 \cdot 10^6}{0,9535 \cdot 270 \cdot 348} = 959,92 \text{ mm}^2 = 9,6 \text{ cm}^2 ; A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A' = 0 \text{ cm}^2 , A_2 = A - \frac{N_u}{\sigma_s} = 959,92 - \frac{40 \cdot 510^3}{348} = 843,54 \text{ mm}^2 = 8,44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,44 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA16 + 6HA14 avec $S_t = 15 \text{ cm}$; A_s adopté $16,03 \text{ cm}^2$

VI.2.4.2. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 4,0 \text{ cm}^2$$

On opte 7HA10 = $5,50 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

VI.2.4.3. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2 < 16,03 \text{ cm}^2$$

VI.2.4.4. Vérification à l'ELU

Tab. (VI.1) : Vérification de Mur de soutènement à l'ELU

Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
38.88	0.14	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	489.84	0.33	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

VI.2.4.5. Vérification à l'ELS :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Tab. (VI.2): Vérification de Mur de soutènement à l'ELS

M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	OBS
52.55	14.28	68023.97	11	147.40	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

NB : pour le ferrailage de la semelle du mur de soutènement on a choisit la même de ferrailage de radier

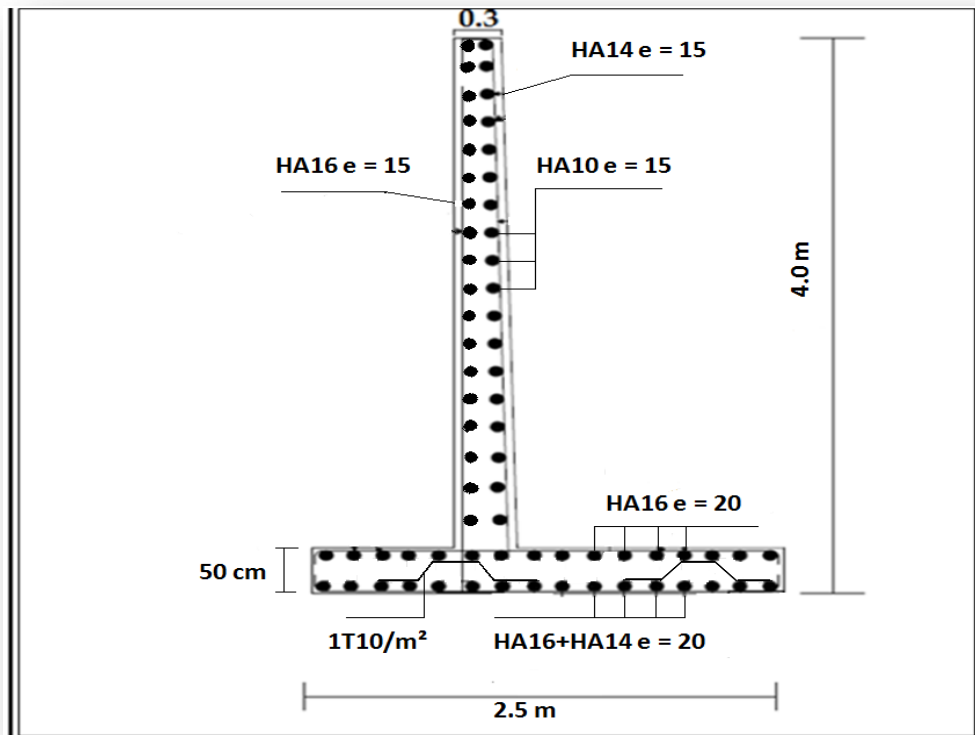


Fig. (VI.3) : Schéma de ferrailage de mure de soutènement

VI.3. Etude des fondations :

VI.3.1. Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.3.2. Choix du type de fondation :

L'étude géotechnique du site a donné une contrainte admissible de $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.00$ bars.

Pour des raisons économiques, on doit vérifier tous types de fondations superficielles, notre premier pas sera distingué à vérifier la supposition des semelles isolées.

Pour assurer la validité d'une semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité et on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec: } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

(A.B) : la surface de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_{sol} = 2.00$ bars

Tab. (VI.3): vérification de la validité d'une semelle isolée

σ_{sol} (KN/m ²)	N_{ser} (KN)	B (m)
200	1141.25	2.39

Remarque :

On constate qu'il y aura un chevauchement entre nombreuses semelles. Ces semelles isolées vont provoquer des problèmes surtout dans les files ou il a des voiles.

Donc on a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%).$$

- La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \quad (\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2).$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne ou file.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$ tel que :

$$N = \sum N_i \text{ de chaque file de poteaux et voiles ; } S = B \times L$$

B : largeur de la semelle.

L : longueur de file considéré. $\rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

➤ Calcul des surfaces revenant aux semelles :

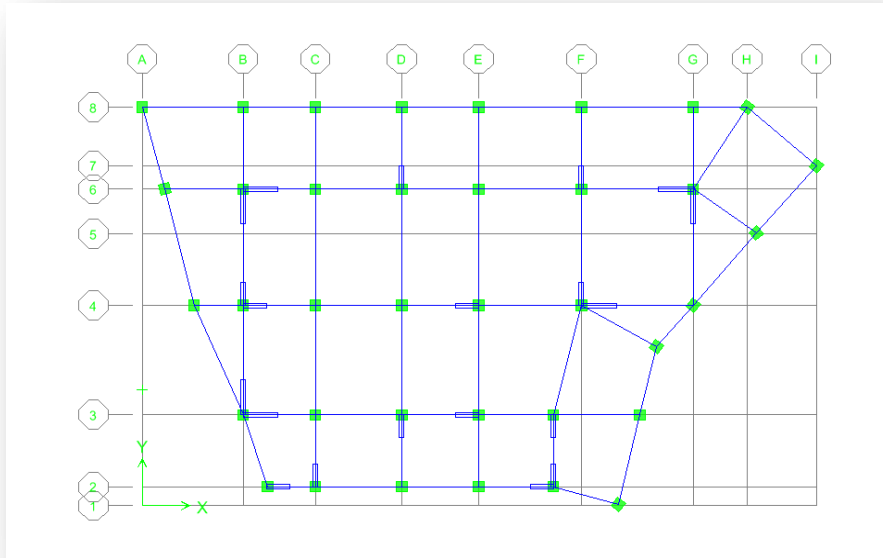


Fig. (VI.4) : Schéma de la base de la structure.

Tab. (VI.4) : Les surfaces des semelles et les charges appropriées

file	N (KN)	L (m)	σ_{sol} (KN/m ²)	S (m ²)	B (m)
1	6358.17	20.32	200	31.79085	1.56451033
2	2745.8	20.32	200	13.729	0.67563976
3	4162.88	23.38	200	20.8144	0.89026518
4	7633.02	23.38	200	38.1651	1.63238238
5	6351.32	23.38	200	31.7566	1.35828058
6	5219.71	23.38	200	26.09855	1.11627673
7	5351.54	23.38	200	26.7577	1.14446963
8	2125.73	23.38	200	10.62865	0.45460436
9	3486.76	23.38	200	17.4338	0.74567151
10	3775.45	23.38	200	18.87725	0.80741018
11	6416.77	23.38	200	32.08385	1.37227759
12	4123.11	23.38	200	20.61555	0.88176005
13	2128.38	23.38	200	10.6419	0.45517109
14	1782.5	23.38	200	8.9125	0.38120188
				308.3057	

On a: $S_s = \sum S_{si} = 308.3057 \text{ m}^2$

$S_b = 340.34 \text{ m}^2 \rightarrow S_s / S_b = 0.905 > 0.5 \rightarrow (S_s / S_b = 90.5 \% > 50 \%)$.

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général **nervuré**.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

VI.3.3. Etude du radier général nervuré :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

On fait les calculs pour un radier type le plus sollicité de bloc A puis on le généralise sur l'autre bloc pour obtenir un radier général pour toute la structure afin d'éviter les tassements différentielle entre les blocs.

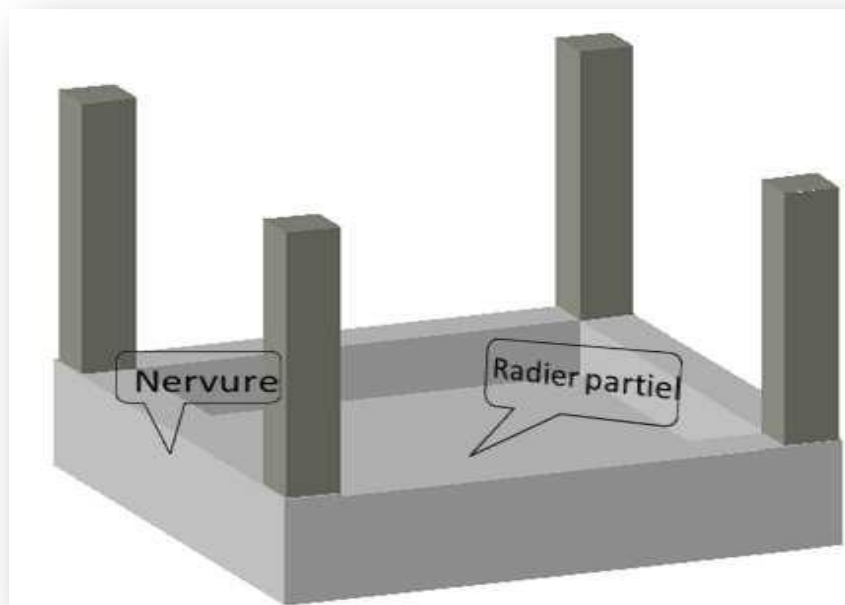


Fig. (VI.5) : Schéma de la radier

VI.3.4. Pré dimensionnement du radier :

Un radier général est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Il existe deux principaux types de radier général :

- ✓ **Le radier général épais** : il comporte seulement une dalle épaisse sur laquelle les charges sont descendues par les murs et les poteaux, en l'absence de toute partie intermédiaire.
- ✓ **Le radier général nervuré** : ce type de radier général constitué par un plancher nervuré composé d'un réseau de poutre principales relié par des goussets de poutres secondaires, et, éventuellement de poutrelles. Le tout supporte la réaction du sol appliquée à une dalle inférieure en béton armé.

La surface de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = 31349.39 \text{ kN}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} \geq \frac{31349.39}{200} = 156.75 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_{\text{bloc}} = 340.34 \text{ m}^2$$

L'épaisseur de radier doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} < h_r < \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$L_{\text{max}} = 4.79 \text{ m}$ c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 59.87 \text{ cm} < h_r < 95.8 \text{ cm}$$

➤ **Condition de la raideur :** Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

$E = 32164.2 \text{ MPa}$ (module de young du béton).

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne = 40000 kN/m^3 .

b : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.

I : Inertie de la section transversale du radier.

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 68.64 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement :** L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis – à – vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{43118.39 \times 1}{396} = 108.88 \text{ kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{108.88 \times 4}{2} = 217.77 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{217.77 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 2.5} = 9.68 \text{ cm.}$$

- **Condition de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

- ✓ **Sous voiles :**

$$N_{u,\text{voil}} = 1898.66 \text{ kN Effort normal ultime de voile le plus sollicité}$$

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.2 + 1.5 + 2h) = (3.4 + 4h) \text{ m}$$

$$\text{On obtient : } 4500h^2 + 3825h - 2848 = 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 47.7 \text{ cm.}$$

- ✓ **Sous poteaux :**

$$N_{u,\text{pot}} = 1572.86 \text{ kN Effort normal ultime de poteau le plus sollicité}$$

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.45 + h) = (1.8 + 4h) \text{ m}$$

$$\text{On obtient : } 4500h^2 + 2025h - 2359.3 = 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 53.32 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$$h = 70\text{cm.}$$

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

VI.3.4.1. Le calcul de D (débordement) :

$$D \geq \max (h/2, 30\text{cm}). = \max (70/2 = 35; 30\text{cm})$$

$$\rightarrow \text{on prend : } D = 50\text{cm}$$

La surface totale de l'immeuble est de 340.34 m² est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, on adopte un radier général sur toute la surface de bloc plus un débord de 50cm sur le périphérique

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S_r = S + D \times 79.5 = 340.34 + 0.50 \times 79.5 = 396 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bloc}} + S_{\text{débor}} = 396 \text{ m}^2$$

VI.3.4.2. Pré dimensionnement du radier nervuré :

- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = 47.9 \text{ cm} \text{ soit } h_p = 70 \text{ m}$$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \text{ soit } b_p = 50 \text{ cm} (*)$$

NB : il faut que la largeur des nervures doive être supérieure à la plus grande coté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieure de la nervure et assure la transmission des charge au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

- L'épaisseur de la dalle :

$$h_{\text{dalle}} \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = 23.95\text{cm} \text{ soit } h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm.}$$

VI.3.4.3. Calcul des sollicitations :

$$G_{\text{Superstructure}} = 26037.98 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 5311.41 \text{ kN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.3 \times 396 + (0.3 \times 0.5 \times 25 \times 248.7) = 3902.62 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{bloc}} = 340.34 \times 2.5 = 850.85 \text{ kN}$$

➤ **Les combinaisons de calcul :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 49663.2 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 36102.86 \text{ kN}$$

VI.3.4.4. Vérification de la surface de radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} = 396 \text{ m}^2 > \frac{49663.2}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 186.70 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} = 396 \text{ m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 180.51 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.3.4.5. Caractéristique géométrique du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

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

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 11.86 \text{ m}$$

$$Y_G = 7.76 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultantes des charges de la superstructure sont :

$$X_{\text{sup}} = 12.40 \text{ m}$$

$$Y_{\text{sup}} = 8.33 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |12.40 - 11.86| = 0.54 \text{ m}$$

$$e_y = |8.33 - 7.76| = 0.57 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

Le moment d'inertie de radier se calcule comme suit :

$$I_{xxs1} = \frac{L_x L_y^3}{12} = \frac{25.93 \times 8.57^3}{12} = 1360.7 \text{ m}^4$$

$$I_{yys1} = \frac{L_y L_x^3}{12} = \frac{8.57 \times 25.93^3}{12} = 12451.08 \text{ m}^4$$

$$I_{xxs2} = \frac{L_x L_y^3}{12} = \frac{18.77 \times 7.85^3}{12} = 756.64 \text{ m}^4$$

$$I_{yys2} = \frac{L_y L_x^3}{12} = \frac{7.85 \times 18.77^3}{12} = 4325.94 \text{ m}^4$$

$$I_{xx} = I_{xxs1} + I_{xxs2} = 2117.34 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = I_{yys1} + I_{yys2} = 16777.02 \text{ m}^4$$

VI.3.4.6. Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule

suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre IV

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 70cm

$$M_{Sta,x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 29940.6 \times 12.36 = 296052.65 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 29940.6 \times 8.83 = 211500.39 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 22078.6136 + 1793.17 \times 0.7 = 23333.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 21952.53 + 1967.99 \times 0.7 = 23333.12 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{\text{Sta},x}}{M_{\text{Ren},x}} = 12.68 > 1.5$$

$$\frac{M_{\text{Sta},y}}{M_{\text{Ren},y}} = 9.06 > 1.5$$

Conclusion : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.3.4.7. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}} = 26037.98 + 3902.62 = 29940.6 \text{ kN}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement pris égale à 1.5

γ : poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas égale à l'épaisseur de radier = 70cm

S : surface de radier = 396 m²

D'où $W = 29940.6 > 1.5 \times 10 \times 0.7 \times 396 = 4158 \text{ kN} \Rightarrow CV$

VI.3.4.8. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le RPA le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal

Tab. (VI.5): Vérification de la stabilité au renversement du radier

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	SensYY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	20830.8	20830.8	20830.8	20830.8	26574.19	26574.19
M _{stru} (kN. m)	11388.31	12938.24	11388.313	12938.24	14547.937	17223.15
M _{rad} (kN. m)	22636.94	24811.79	22636.94	24811.79	28898	32370.44
e (m)	1.08	1.19	1.84	1.19	1.08	1.22
l/4 (m)	4.69	1.96	4.69	1.96	4.69	1.96
Vérification	e < l/4	e < l/4	e < l/4	e < l/4	e < l/4	e < l/4

VI.3.4.9. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier,

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : surface total du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0.8G ± E.
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison G + Q + E.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. (VI.6): Vérification des contraintes de sol sous le radier

	0.8G + E		0.8G - Q		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	20830.8	20830.8	20830.8	20830.8	26574.19	26574.19
M _{rad} (kN.m)	22636.94	24811.79	22636.94	24811.79	28898	32370.44
V (m)	12.36	8.26	12.36	8.26	12.36	8.26
I (m ⁴)	16777.02	2117.34	16777.02	2117.34	16777.02	2117.34
B (m ²)	396	396	396	396	396	396
σ ₁ (kN/m ²)	69.28	149.4	69.28	149.4	73.89	178.88
σ ₂ (kN/m ²)	60.94	123.09	60.94	123.1	63.25	152.58
σ _{moy} (kN/m ²)	75.75	67.29	75.24	66.71	113.97	127.94
σ _{adm} (kN/m ²)	200	200	200	200	200	200
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.3.5.Ferraillage du radier nervurée :

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferraillage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

VI.3.5.1.Ferraillage de la dalle :

Le ferraillage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables,

➤ Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : Le petit portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 4.79 \text{ m}$$

$$L_y = 5.03 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.79}{5.03} = 0.95 \quad \text{donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{Entravée : } M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.5 M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{Entravée : } M_{ty} = 0.75 M_y$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.5 M_x$$

✓ **Evaluation des Charges et Surcharges:**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{49663.2}{396} = 125.41 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{36102.86}{396} = 91.16 \text{ kN/m}^2$$

Donc à l'ELU :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,041 \times 125.41 \times 4.79^2 = 117.97 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,887 \times 117.97 = 104.64 \text{ kN.m}$$

A l'ELS :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,041 \times 91.16 \times 4.79^2 = 85.75 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,887 \times 85.75 = 76.06 \text{ kN.m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

A l'ELU :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{Entravée : } M_{tx} = 0.75M_x = 88.48 \text{ kN.m}$$

$$\text{Enappuis : } M_{ax} = -0.5M_x = -58.98 \text{ kN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{Entravée : } M_{ty} = 0.75M_y = 78.48 \text{ kN.m}$$

$$\text{Enappuis : } M_{ay} = -0.5M_x = -58.98 \text{ kN.m}$$

A l'ELS :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{Entravée : } M_{tx} = 0.75M_x = 64.31 \text{ kN.m}$$

$$\text{Enappuis : } M_{ax} = -0.5M_x = -42.87 \text{ kN.m}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{Entravée : } M_{ty} = 0.75M_y = 57.04 \text{ kN.m}$$

$$\text{Enappuis : } M_{ay} = -0.5M_x = -42.87 \text{ kN.m}$$

Tab. (VI.7): Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

	Petite portée			Grande portée		
	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)
ELU	117.97	88.48	-58.98	104.64	78.48	-58.98
ELS	85.75	64.31	-42.87	76.06	57.04	-42.87

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$$b = 100 \text{ cm, } h = 30 \text{ cm, } d = 0.9h = 27 \text{ cm.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab. (VI.8) : Tableau de calcul des armatures des panneaux de radier

position		M_u	μ_u	$\mu_1 = 0.291$	β_u	A_s	A_{min}	choix	A_s adopté
Sens XX	Travée	88.48	0.085	SSA	0.9545	9.86	1.94	5HA14+5HA12	13.35
	Appuis	58.98	0.056	SSA	0.9690	6.47	1.94	5HA16	10.05
SensYY	Travée	78.48	0.075	SSA	0.9595	8.70	1.89	5HA14+5HA12	13.35
	Appuis	58.98	0.056	SSA	0.9690	6.47	1.89	5HA16	10.05

NB :

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens yy est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh$$

Avec $0,0003f_{tj}$ s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E400

Vérification à l'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

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

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'_s (y - c') - 15A_s (d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

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

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

Tab. (VI.9) : Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier

	Sens	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st}	Observation
Appuis	XX	42.87	7.87	71368.80	4.56	174.80	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} / \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	42.87	7.87	71368.80	4.56	174.80	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} / \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Travée	XX	64.31	10.86	94859.18	7.36	164.13	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} / \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	YY	57.04	10.86	94859.18	6.53	145.58	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} / \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

VI.3.5.2. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre continue repose sur plusieurs appuis, pour faire les calculs on prend les nervures les plus sollicitant donc on a deux types (nervure 1-1) et (nervure 2-2).

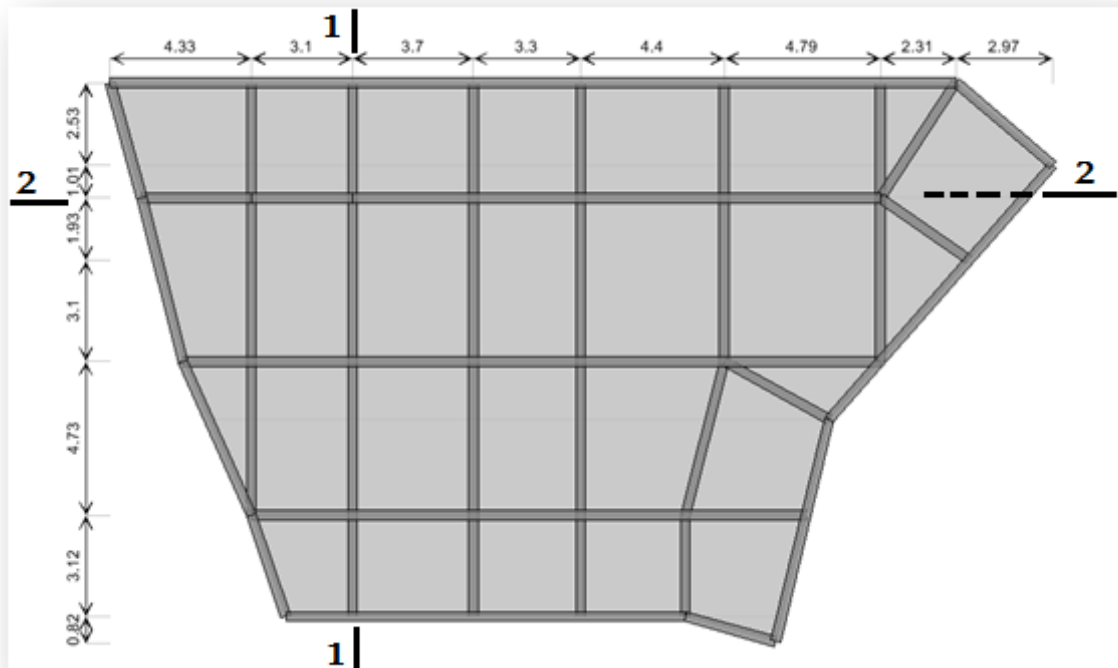


Fig. (VI.6) : Plan de coffrage de radier nervurée

➤ Evaluation des charges et surcharges :

On a : $G = 75.61 \text{ kN/m}^2$

Et : $Q = 15.56 \text{ kN/m}^2$

à l'ELU : $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 125.41 \text{ kN/m}^2$

à l'ELS : $Q_{ser} = G + Q = 91.17 \text{ kN/m}^2$

➤ **Calcul des sollicitations de la nervure type 1 :**

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

Avec :

Q : la charge surfacique de la dalle

L_y : la grande portée de panneau

L_x : la petite portée de panneau

Tab. (VI.10) : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 1

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
ELU (kN/ml)	221.97	280.72	271.95	195.64
ELS (kN/ml)	161.37	204.39	197.70	142.22

A partir de logiciel RDM6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

$$M_{a,u} = 611.80 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,u} = 340.40 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,ser} = 454.20 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,ser} = 248.00 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 731.20 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des sollicitations de la nervure type 2 :**

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

Tab. (VI.11) : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 2

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6
ELU (kN/ml)	203.79	194.38	232.00	206.92	275.90	300.35
ELS (kN/ml)	148.15	141.31	168.66	150.43	200.57	218.35

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

$$M_{a,u} = 708.50 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,u} = 543.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,ser} = 515.10 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,ser} = 395.20 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 867.20 \text{ kN}$$

➤ **Calcul de ferrailage des nervures :**

Ce sont des poutres disposées le long de radier de section $(70 \times 50) \text{ cm}^2$, le calcul de ferrailages 'effectué en travée et sur appuis à la flexion simple en considérant les sollicitations les plus défavorables dans les deux types :

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. (VI.12) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la nervure

	M_u	η_u	$\eta_1=0.288$	β_u	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_{s,adp}$
Appui	708.50	0.251	$\eta_u < \eta_1$	0.8715	37.08	3.8	5HA25 +10HA20	55.96
Travé	543.6	0.192	$\eta_u < \eta_1$	0.9010	27.51	3.8	5HA25 +2HA20 +3HA16	36.85

NB : 4HA20+2HA16 en appuis en chapeau de longueur $\frac{L}{4} = \frac{5.03}{4} = 1.26 \text{ m}$.

Vue la grand importance de la hauteur des nervure on prévoit des armatures de peau :

$A_p = 3\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la retombée en mètre} = 3 \times (0.35 + 0.50 + 0.35) = 3.6 \text{ cm}^2 \rightarrow$
 Donc on prend $A_p = 4\text{HA}12$

➤ **Vérification à l'ELU :**

Tab. (VI.13) : Tableau récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
Travé	0	0	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	668.82	0	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui	867.20	2.75	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1020.25	1.5	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

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

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'_s (y - c') - 15A_s (d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

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

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

Tab. (VI.14) : Tableau de vérification des nervures du radier à l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st}	Observation
Appui	515.10	32.17	1352724	12.25	176.1	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} / \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Travé	395.20	27.87	1042952	10.56	199.6	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} / \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

➤ **Calcul des armatures transversales dans les nervures :**

✓ **Selon le BAEL 91/99 :**

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}^*}{0.9 d \sigma_s} \text{ (Art 5.1.2.3) BAEL91/99}$$

$$f_{t28}^* = \text{Min}\{f_{t28}; 3.3 \text{ MPa}\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

✓ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{59.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{70}{4}; 12 \times 1.6\right\} = 17.5 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{70}{2} = 35 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{2.75 - 0.3 \times 2.1}{0.9 \times 0.63 \times 348} \times 46 \times 10 = 4.94 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification La flèche :** (Art B.6.5, 1) BAEL91/99

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

On fait la vérification pour la travée la plus défavorable.

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.14 > 0.0625) \Rightarrow CV$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0ser}}\right) \Rightarrow (0.061 > 0.040) \Rightarrow CV$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.011 \leq 0.011) \Rightarrow CV$$

Avec:

$$h_t = 70 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; d = 46 \text{ cm} ; L = 5.03 \text{ m} ; A_s = 27.51 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 395.20 \text{ KN.m} ; M_{0ser} = 646.41 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.3.5.3. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à un consol de largeur L = 50 cm, h = 30 cm le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur b = 1 m.

$$M_u = \frac{QL^2}{2} = \frac{125.41 \times 0.5^2}{2} = 15.67 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{QL^2}{2} = \frac{91.17 \times 0.5^2}{2} = 11.40 \text{ kN.m}$$

Tab. (VI.15) : Tableau récapitulatif de ferrailage de débord

M_u	α_u	$\alpha_u = 0.288$	β_u	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	choix	A_s adopté
15.67	0.0054	$\alpha_u < \alpha_u$	0.9943	1.68	3.26	5HA12	5.65

➤ **Vérification à l'ELS :**

Tab. (VI.16) : Tableau récapitulatif de vérification de débords

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	σ_{st}	Observation
Travé	11.40	5.97	39609.37	1.72	90.79	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} / \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

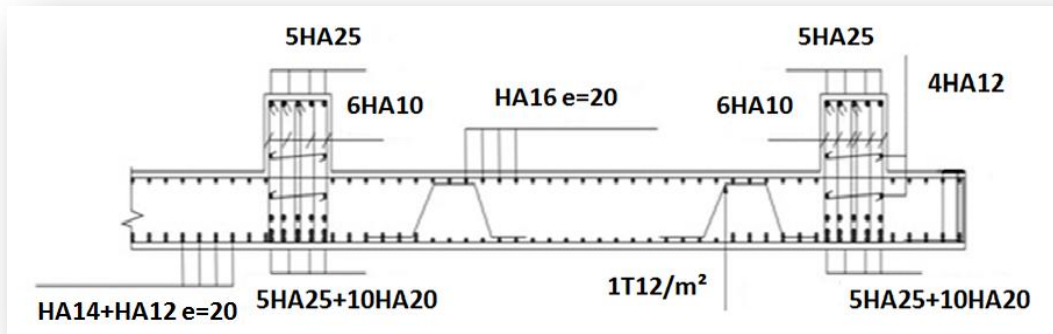


Fig. (VI.7) : Schéma de ferrailage du radier en appui

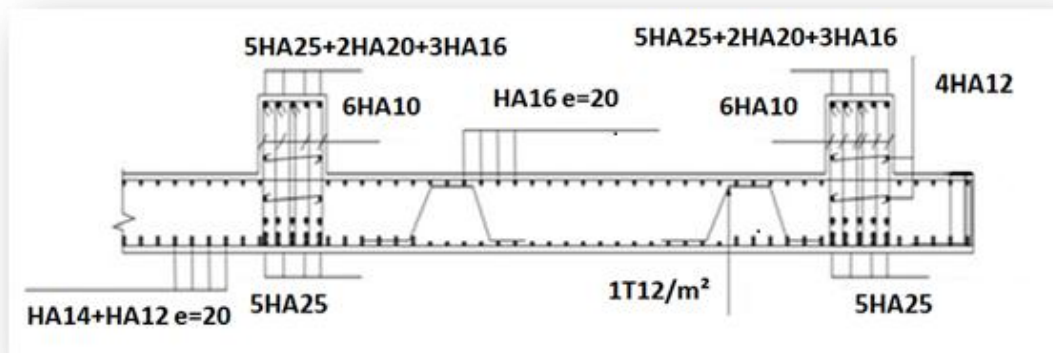


Fig. (VI.8) : Schéma de ferrailage du radier en travée

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études est une phase importante dans la formation de l'étudiant Master et c'est la meilleure occasion pour lui de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les années d'étude universitaire.

Ce projet nous a permis d'assimiler les différents techniques et logiciels de calcul, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement des ingénieurs et des chercheurs dans le domaine de génie civil.

Cependant, dans ce projet on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA93 et RPA99.

A cet effet, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques), exigée par le règlement parasismique algérien, montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes dues aux charges de service et sismique sont reprises en toute sécurité en respectant les règles de bonne construction. Par ailleurs, on a fait valoir autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

Concernant les fondations du bâtiment, la solution radiée général s'est imposée dans notre cas. Son pré dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes sous radier.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

➤ Règlements :

- ✚ Béton Armé (BAEL 91/ Modifier 99).
- ✚ Charges Et Surcharges.
- ✚ Règle De conception et de calcul des Structures En Acier CCM97.
- ✚ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A99/2003).
- ✚ Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé (CBA93).
- ✚ Règles De Calcul Des Constructions En Aciers (CM 66).

➤ Livre :

- ✚ Belazougui. M, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications universitaires, Alger 2004.
- ✚ Belazougui. M, Calcul Pratique Des Structures Métalliques, office des publications universitaires, ALGER 2000.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 3), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1995.
- ✚ Stabilité des voiles et des fondations. « ALBIGES et GOULET ».
- ✚ Technologie du bâtiment – gros œuvre « les éléments porteurs horizontaux »
- ✚ Béton armé (guide de calcul) H .Renaud et J. Lamirault
- ✚ Pratique de BAEL91 (Jean Perchat –Roux)

➤ Cours

- ❖ Dynamique des structures (4^{eme} année)
- ❖ Cours de bâtiment (4^{eme} année)

➤ Logiciels :

- ROBOT version 2010 français
- AUTO CAD 2010 français
- ETABS version 9.7.1
- EXCEL 2007
- WORD 2007

ANEXE