

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département Génie Civil et Hydraulique

N° :...../2023

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE: Sciences et Technologie

FILIERE: Structure

SPECIALITE : Génie civil

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+8 avec

Contreventement mixte

Présenté Par : TIBBECHE Samia

Encadré Par : Mme.Benmessaoud.S.

HAMROUCHE Chaima

Date de soutenance : 26/06/2023

Jury de Soutenance

Président : CHAKER Idris

Grade : MAA

Univ MSB jijel

Encadreur : BEVMESAOU D Sabah

Grade : MCB

Univ MSB jijel

Examineur 1 : BOUZERIRA Cherif

Grade : PR

Univ MSB jijel

Promotion :2022 /2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminons nos études.

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements et notre profonde Reconnaissance à notre encadreur **Mme. Benmessaoud Sabah** pour son aide et ses conseils judicieux nous faisant partager ainsi ses connaissances et son expérience, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.*

Nous adressons également nos remerciements les plus sincères à tous Nos professeurs de la faculté de génie civil pour tout le savoir que nous avons acquis grâce à eux durant notre formation.

Nous adressons mes remerciements aux membres du jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

*Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance au bureau d'étude technique (BET) **MECHEKAF RABAH** pour toute aide.*

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui nous ont conseillées, qui se sont simplement intéressées à ce travail.

Samia et Chaima

Dédicace

Grâce à Dieu d'abord et grâce à mon père « que Dieu lui fasse miséricorde ensuite » j'ai eu du courage et j'ai atteint où je suis aujourd'hui. Je dédie mon travail à mon père qui m'a soutenu à travers toutes les années, à mon père qui a donné sa vie pour mon éducation, à mon père qui m'a comblé de son amour et de ses encouragements « Tout amour pour toi vivant et mort »

A ma mère et mes frères

A mes sœurs

A mes amis et à tous mes professeurs

A toute la promotion 2023.

Et enfin à tous ceux qui m'ont soutenu d'une manière ou d'une autre

Samia



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

*A mes très chères parentes qui m'ont soutenue moralement et financièrement
et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma vie.*

- A mes très chères parentes qui m'ont soutenue*
- moralement et financièrement et de tendresse*
- qu'Allah me les garde durant toute ma vie.*
- Louange à Allah qui a enseigné à la plume*
- la science de l'homme*

*À moins qu'il ne le sache, grâce à Dieu qui grâce au fruit de mes
- efforts et diligence d'âge pour donner au
-printemps de Fayadh*

Amour et affection - ma mère -

-Ma mère qui a toujours cru en moi et mes études.

-Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé

- Mes grand-mère et grands-pères.

-A ma très chère sœur.

-A mes très chers cousins.

-A mes amis de l'université

-A tous ma promotion de Génie Civil 2022/2023

*إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بينا الأسطر والصفحات، لأن مقامهم أجل وأعلى فالقلب
سكناهم والذكرى ذكراهم، والقلب لينسأهم*

Chaima

Résumé

- Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé de forme régulière à usage multiple constitué d'un R e z- de chaussée et 8 étages, implanté dans la wilaya de Jijel qui est classée comme une zone à moyenne sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (voile portique).
- La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91).
- L'étude dynamique a été faite par le logiciel ROBOT.
- **Mots clés :** bâtiment, béton armé, ROBOT, SOCOTEC, SAFE2016, AUTOCAD, RPA 99/2003, BAEL91, RNV99 et DTR B.C.2.2.

Abstract:

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building of regular shape for multiple use consisting of a ground floor, and eight floors, located in the Wilaya of Jijel, which is classified as an area with medium seismicity. The resistance of the building is ensured by a mixed bracing system

The design was made according to the building regulations in force (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91).

The dynamic study was made by the software ROBOT

Key words: building, reinforced concrete, ROBOT, SOCOTEC, SAFE2016, AUTOCAD, RPA 99/2003, BAEL91, RNV99 and DTR B.C.2.2.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري تتألف من طابق ارضي + 8طوابق، يتم انجازها بولاية جيجل المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية. يتم ضمان قوة المبنى من خلال دعامة مختلطة. تم إجراء التصميم حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (version RPA991.2003).

تم إجراء الدراسة الديناميكية بواسطة برنامج ROBOT

الكلمات المفتاحية: البناء، الخرسانة المسلحة، ROBOT, SOCOTEC, SAFE2016, AUTOCAD, RPA

DTR B.C.2.2. 99/2003, BAEL91, RNV99



NOTATION

NOTATION

A, A_s : Aire d'une section d'acier.
A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton
D : Diamètre, rigidité
E : Module d'élasticité longitudinal, séisme.
E_b : Module de déformation longitudinal béton.
E_i : Module de déformation instantanée (**E_{vj}** : Pour a l'âge de j jours).
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
E_v : Module de déformation différé
E_{vj} : pour chargement applique à l'âge de j jours).
F : force ou action générale.
G : charge permanente.
Q : surcharge d'exploitation.
I : moment d'inertie.
L : longueur ou portée.
M : moment de flexion le plus souvent.
M_u : Moment a' l'état limite ultime.
M_{ser} : Moment de calcul a' l'état limite de service.
N : effort normal.
Q : action ou charge variable.
S : section
T, V : effort tranchant.
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du l'âgé de j jours
f_{c28} Et **f_{t28}** : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.
d : Hauteur utile.

h_t : Hauteur totale du plancher.
h_{dc} : Hauteur de la dalle de compression.
L_x : Longueur maximale entre axes
A' : section d'armature comprimées
A : section d'armature tendue
e : excentricité d'une résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.
S : espacement des armatures en général.
S_t : Espacement des armatures transversales.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

NOMENCLATURES GRECQUES :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
α : Angle en général, coefficient
ε_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.
ε_s : Déformation de l'acier.
η : Coefficient de fissuration relative a une armature.
θ : Coefficient sans dimension.
λ : Élanement.
ν : Coefficient de poisson.
ρ : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.
σ : Contrainte normale général.
σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.
τ_{u adm} : Contrainte tangentielle admissible.



SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de projet

I.1 Introduction :	3
I.2 Présentation de l'ouvrage :	3
I.3 Caractéristiques géométrique de la structure :	3
I.4 Les données du site :	4
I.5 Règlements et normes utilisés :	4
I.6 Les éléments de l'ouvrage :	4
I.6.1 Ossature :	4
➤ Les planchers à corps creux :	4
➤ Dalle pleine en béton armé :	5
I.6.3 La maçonnerie :	5
➤ Murs extérieurs :	5
➤ Murs intérieurs :	5
I.6.4 Revêtements :	5
I.6.5 Isolation :	5
I.6.6 Ascenseur :	6
I.6.7 Les escaliers :	6
I.6.8 Les balcons :	6
I.6.9 L'acrotère :	6
I.6.10 Les voile :	6
I.6.11 L'infrastructure :	6
I.7 Indication générale sur les règles de BAEL :	6
I.7.1 Définition de l'état limite.....	6
I.7.2 État limite ultime ELU :	6
I.7.2.1 Hypothèse de calcul à l'ELU :	7
I.7.3 État limite de service ELS :	7

Chapitre II : Caractéristiques mécaniques des matériaux

II.1 Introduction.....	8
II.2.1.1 Composants du béton :	8
➤ Le ciment :	8
➤ L'eau :	8
➤ Les granulats :	8
➤ Le sable :	9

➤ Le gravier :.....	9
II.2.1.2 Résistances mécaniques du béton :	9
➤ Résistance à la compression :	9
➤ Résistance caractéristique du béton à la traction :	9
➤ Déformations instantanées :.....	9
➤ Déformations différées :.....	10
II.2.1.4 Coefficient de poisson :.....	10
II.2.1.5 Contraintes limites du béton :.....	10
➤ Contrainte à l'état limite ultime (ELU):.....	10
➤ Contrainte limite à l'état service (ELS):.....	11
➤ Contrainte limite de cisaillement :.....	12
➤ La contrainte admissible de cisaillement :.....	12
II.3. Actions et sollicitations :	14
II.3.1 Actions :	14
II.3.2 Sollicitations :.....	15
➤Sollicitations de calcul :.....	15
• Ferrailage des éléments secondaires.....	15
• Ferrailage des éléments de contreventement :.....	15
• Ferrailage des poteaux :.....	15
• Ferrailage des poutres :	15
• Ferrailage des voiles :.....	15
Chapitre III : Pré dimensionnement et descente des charges	
III.1. Introduction :.....	16
III.2. Pré dimensionnement des planchers :.....	17
III.2.1 Planchers à corps creux :.....	17
III.3. Pré dimensionnement des poutrelles :.....	19
➤Résistance au feu :	20
➤Isolation acoustique :	20
➤Résistance à la flexion :	20
III.4. Pré dimensionnement des balcons :.....	21
➤La condition de la flèche :.....	21
III.5. Pré dimensionnement des poutres :.....	21
➤Condition de la flèche :.....	21

•Poutres longitudinales (secondaires) :	21
•Poutres transversales (principales) :	22
III.6. Pré dimensionnement des Voiles :	23
III.7. Pré dimensionnement de l'escalier :	24
➤Composition d'un escalier :	25
1) Pour volée 1 et 3 :	26
Nombre de contre marche :	26
Nombre des marches :	26
La ligne de foulé :	26
Inclinaison :	26
Epaisseur de la paillasse :	26
2)Pour volée 2 :	27
Nombre de contre marche :	27
Nombre des marches :	27
Inclinaison :	27
Epaisseur de la paillasse :	27
III.9. Pré dimensionnement des poteaux :	27
➤D'après RPA99/version 2003 :	28
➤D'après les règles BAEL93 :	28
III.10.4. Les murs :	31
III.10.5. Les Escaliers :	32
III.11. Descente des charges :	33
III.11.1 La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) :	33
III.11.2 Poteau d'angle (E2) :	34
➤Calcul de la section du poteau :	38
➤Vérification de la section du poteau :	39
➤Vérification de flambement :	39
➤Vérification les conditions de RPA99/Version 2003 :	39
➤Le dimensionnement du poteau central :	39
III.11.3. Poteau de rive(D-4) :	40
➤Calcul de la section du poteau :	46
➤Vérification de la section du poteau :	46
➤Vérification de flambement :	46
➤Le dimensionnement du poteau central :	46

III.11.4. Poteau centrale "D-3» :	47
➤ Calcul de la section du poteau :	52
➤ Vérification de la section du poteau :	52
➤ Vérification de flambement :	52
➤ Vérification les conditions de RPA99/Version 2003 :	52
➤ Le dimensionnement du poteau central :	52
Chapitre IV : Etude des éléments secondaires	
IV.1. Introduction :	54
IV.2. L'Acrotère :	54
IV.2.1. Introduction :	54
IV.2.2. Dimensions et modélisation de l'acrotère	54
IV.2.3. Etude de l'acrotère :	55
IV.2.3.1. Evaluation des charges	55
IV.2.3.2. Calcul des sollicitations :	56
a) ELU :	56
b) ELS :	56
IV.2.3.3. La position de centre de pression :	57
➤ Vérification de flambement :	57
➤ Vérification de l'élanement :	57
➤ L'excentricité totale :	57
➤ Les sollicitations majorées :	58
IV.2.3.4. Ferrailage de l'acrotère :	58
a) La position de centre de pression :	59
b) Calcul à la flexion simple :	59
✓ Calcul des armatures :	59
✓ Calcul à l'ELS :	59
✓ Les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires :	61
IV.3. Les escaliers :	62
IV.3.1. Définition :	62
IV.3.2. Composition d'un escalier :	62
➤ Espacement maximal :	65
➤ Les armatures de réparation :	65
➤ Vérification de la contrainte tangentielle :	65
➤ Vérification à l'ELS	65

➤	Contrainte dans les aciers tendus	66
➤	Vérification de la flèche	66
➤	Etude de la Poutre Noyée (20x30) :	72
IV.4.	Les planchers :	74
IV.4.1.	Introduction :	74
IV.4.2.	Plancher à corps creux :	74
IV.4.2.1.	Introduction :	74
IV.4.2.2.	Calcul des poutrelles :	75
IV.4.2.3.	Méthode de forfaitaire :	75
IV.4.2.4	La méthode de Caquot :	76
1.	Plancher terrasse :	80
➤	Evaluation des charges :	80
➤	Calcul des sollicitations :	80
IV.4.2.5 :	Type 1 :	80
IV.4.2.6	Type 2 :	82
IV.4.2.7 :	Type 3 :	84
IV.4.2.8 :	Type 4 :	
2.	Plancher étage :	91
➤	Calcul des sollicitations :	92
IV.4.2.9.	Type1 :	92
IV.4.2.10.	Type 2 :	93
IV.4.2.11.	Type 4 :	97
IV.4.3.	La dalle de compression :	102
IV.5.	Les Balcons :	104
IV.5.1.	Introduction :	104
IV.5.2.	Étude des balcons :	104
➤	Balcon étage (encastré sur deux cotés):	104
➤	Sollicitation de calcul	104
➤	Le ferrailage :	106
➤	Vérification à l'ELS :	107
Chapitre V : Etude Dynamique		
V.1.	Introduction	109
V.3.	Choix de la méthode de calcul :	109
V.3.1.	Présentation de la méthode statique équivalente :	109

V.3.1.1. Principe :	109
V.3.1.2. Modélisation :	110
V.3.1.3. Domaine d'application :	110
V.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélélogramme :	111
V.3.4. Choix de la méthode de calcul pour notre structure :	111
V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :	111
❖ La classification des zones sismiques :	111
❖ La classification des sites :	111
❖ Classification des ouvrages selon leur importance :	112
V.5. L'analyse dynamique de la structure par ROBOT :	115
V.5.1. Spectre de réponse de calcul :	115
V.5.2. Modélisation de la structure :	116
V.5.2.1. Description du logiciel ROBOT :	116
VI.5.2.2. Modélisation de la masse :	117
VI.5.2.3. Nombre de mode à prendre en compte :	117
VI.7. La proposition de disposition des voiles :	118
VI.8. Vérification Période fondamentale théorique :	120
VI.10. Poids total de la structure :	122
VI.11. Vérifications réglementaires :	122
VI.11.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :	122
VI.11.2. Calcul de l'excentricité théorique :	123
VI.13. Vérification de l'effort sismique :	123
VI.14. Modélisation par brochette :	125
VI.14.1. Par la méthode statique équivalant :	125
a) Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :	125
b) Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :	127
VI.15. Vérification des déplacements latéraux inters étage :	129
VI.17. Justification de la stabilité au renversement :	131
VI.18. Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3) :	132
VI.19. Conclusion :	132
Chapitre VI : Ferrailage Des Eléments Structuraux	
VI.1. Introduction :	133
VI.2.1.1. Combinaisons des charges :	133
VI.2.1.2 Calcul de ferrailage :	134

VI.2.1.2.1. Ferrailage des poutres longitudinales :.....	134
❖ Vérification du ferrailage des poutres longitudinales :.....	135
❖ Vérification à L'ELU :	135
❖ Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :	136
❖ La vérification de la flèche :	137
VI.2.1.2.2. Ferrailage des poutres transversales :	137
❖ Vérification du ferrailage des poutres transversales :	138
❖ Vérification à L'ELU :	138
❖ Calcul de la section des armatures transversales	139
❖ Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :	139
❖ La vérification de la flèche :	140
VI.2.1.2.3. Schéma de ferrailage :	140
VI.2.2 Ferrailage des poteaux :.....	141
VI.2.2.1 Introduction :	141
VI.2.2.2. Recommandation du RPA99/version 2003 :	142
VI.2.2.3. Calcul de ferrailage :.....	142
❖ Vérification de ferrailage :	143
❖ Vérification à l'E.L. U :.....	143
❖ Vérification selon le RPA :.....	144
❖ Vérification à l'état limite de service :.....	146
VI.3. Les voiles :	148
VI.3.1. Introduction :.....	148
VI.3.2. Calcul du ferrailage vertical :.....	149
VI.3.3. Etude des sections :.....	149
VI.3.3.1. Section partiellement comprimée SPC :.....	150
VI. 3.3.2. Section entièrement comprimée SEC :	151
VI.3.3.3. Section entièrement tendue SET :.....	151
VI.3.4. Ferrailage des voiles :	151
VI.3.4.1. Calcul de ferrailage vertical :.....	151
VI.4. Conclusion :	161
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction :.....	133
VI.2.1.1. Combinaisons des charges :.....	133

VI.2.1.2 Calcul de ferrailage :.....	134
VI.2.1.2.1. Ferrailage des poutres longitudinales :.....	134
❖ Vérification du ferrailage des poutres longitudinales :.....	135
❖ Vérification à L'ELU :.....	135
❖ Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :	136
❖ La vérification de la flèche :.....	137
VI.2.1.2.2. Ferrailage des poutres transversales :	137
❖ Vérification du ferrailage des poutres transversales :	138
❖ Vérification à L'ELU :.....	138
❖ Calcul de la section des armatures transversales	139
❖ Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :.....	139
❖ La vérification de la flèche :.....	140
VI.2.2 Ferrailage des poteaux :.....	141
VI.2.2.1 Introduction :	141
VI.2.2.2. Recommandation du RPA99/version 2003 :	142
VI.2.2.3. Calcul de ferrailage :.....	142
❖ Vérification de ferrailage :	143
❖ Vérification à l'E.L. U :.....	143
❖ Vérification selon le RPA :	144
❖ Vérification à l'état limite de service :	146
VI.3. Les voiles :	148
VI.3.1. Introduction :.....	148
VI.3.2. Calcul du ferrailage vertical :.....	149
VI.3.3. Etude des sections :.....	149
VI.3.3.1. Section partiellement comprimée SPC :.....	150
VI. 3.3.2. Section entièrement comprimée SEC :.....	151
VI.3.3.3. Section entièrement tendue SET :.....	151
VI.3.4. Ferrailage des voiles :	151
VI.3.4.1. Calcul de ferrailage vertical :.....	151
VI.4. Conclusion :.....	161



TABLE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de projet

Figure I.1: Coupe transversale du mur extérieur.....	5
--	---

Chapitre II : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Figure II.1: Diagramme Déformation-Contrainte du béton (ELU).....	11
Figure II.2: Diagramme Déformation-Contrainte du béton (ELS).....	11
Figure II.3: Diagramme de contrainte- déformation de l'acier.....	14

Chapitre III : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure III.1 Plancher à corps creux.....	17
Figure III.2: Schéma descriptif d'une dalle à corps creux.....	18
Figure III.3: Dimensionnement de la poutrelle.	20
Figure.III.4. Dimensions des balcons.....	21
Figure. III.5. Dimensionnement d'une poutre.....	21
Figure. III.6. Dimensionnement des poutres longitudinales et transversales.....	23
Figure.III.7. Coupe en élévation et de voiles en plan pour différents cas.....	24
Figure III.8: Composition d'un escalier.....	25
Figure.III.9. Schéma statique de la volée.....	26
Figure III.10: Escalier à trois volées.....	26
Figure III.11: Dimension de l'acrotère.....	27
Figure. III.12. Dimensionnement de poteau.....	28
Figure. III.13. Poteau d'angle.....	34
Figure. III.14. Poteau de rive.....	40
Figure. III.15. Poteau centre.....	47

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure. IV.1. Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.....	55
Figure. IV.2. Schéma descriptif.....	55
Figure. IV.3. Coupes transversales de l'acrotère.....	58
Figure. IV.4. Schéma de ferrailage.....	61
Figure IV.5. Schéma Descriptif Des Escaliers.....	63
Figure IV.6. Escalier à trois volées.....	63
Figure IV.7 : Schéma statique de l'escalé.....	64
Figure IV.8. La charge équivalente.....	64
Figure IV.9. Ferrailage de l'escalier à trois volés.....	69

Figure IV.10. Escalier paillasse.....	70
Figure IV.11. Ferrailage de l'escalier paillasse.....	72
Figure IV.12. Ferrailage de la poutre noyée.....	74
Figure. IV.13. La Section de la poutrelle.....	77
Figure. IV.14. Schéma statique planché terrasse type1.....	80
Figure. IV.15. Schéma statique planché terrasse type 2.....	82
Figure. IV.16. Schéma statique planché terrasse type 3.....	84
Figure. IV.17. Schéma statique planché terrasse type 4.....	85
Figure. IV.18 Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher terrasse.....	91
Figure .VI.19. Schéma statique planché étage type 1.....	92
Figure. IV.20. Schéma statique planché étage type 2.....	92
Figure. IV.21. Schéma statique planché étage type 3.....	92
Figure. IV.22. Schéma statique planché étage type4	92
Figure. IV.23Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher étage.....	102
Figure : IV.24. Disposition des armatures de la dalle de compression.....	103
Figure. IV.25. Dimensions du Balcon étage (type1).....	104
Figure. IV.26 Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon étage.....	108

Chapitre V : Etude Dynamique

Figure V.1.Diagramme de spectre en fonction de site par RPA.....	115
Figure V.2. Le spectre de réponse.....	116
Figure V.3. Modélisation de la structure de tour par ROBOT.....	117
Figure. V.4.Mode 1.....	119
Figure. V.5.Mode 2.....	120
Figure. V.6.Mode 3.....	120
Figure. V.7.Disposition des voiles.....	121
Figure VI.8. La distribution de l'effort sismique suivant X et Y.....	127
Figure VI.9. La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y.....	128
Figure.VI.10. Déplacements de chaque niveau dans les deux sens X ET Y.....	130

Chapitre VI : Ferrailage Des Eléments Structuraux

Figure.VI.1. Schéma de ferrailage des poutres longitudinales et transversales.....	141
Figure.VI. 2.Schéma de ferrailage des poteaux 45x60.....	146
Figure.VI. 3.Schéma de ferrailage des poteaux 40x55.....	146
Figure.VI. 4.Schéma de ferrailage des poteaux 35x50.....	147

Figure.VI. 5.Schéma de ferrailage des poteaux 30x45.....	147
Figure.VI.6. Section transversale de voile.....	148
Figure VI.7. Section partiellement comprimée	150
Figure VI.8. Section entièrement tendue.....	151
Figure VI.9. Vue en plan des voiles existants.....	152
Figure. VI. 10. Schéma de Ferrailage Vy1.....	158
Figure. VI. 11. Schéma de Ferrailage Vy2.....	158
Figure. VI. 12. Schéma de Ferrailage Vy3.....	158
Figure. VI.13. Schéma de Ferrailage Vy4.....	159
Figure. VI. 14Schéma de Ferrailage Vy5.....	159
Figure. VI. 15. Schéma de Ferrailage Vx3.....	159
Figure. VII. 16. Schéma de Ferrailage Vx4.....	159
Figure. VI. 17. Schéma de Ferrailage Vy6.....	160
Figure. VI. 18. Schéma de Ferrailage Vy7.....	160
Figure. VI. 19. Schéma de Ferrailage Vy8.....	160
Figure. VII. 20. Schéma de Ferrailage Vx9.....	161
Figure. VI. 21. Schéma de Ferrailage Vx2.....	161

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure 1 : Semelle isolé.....	163
Figure 2 : Semelle filante.....	163
Figure.VII.3. Ferrailage des Semelles isolée.....	167
Figure.VII.4. Semelle filante sous 2 poteaux et un voile.....	167
Figure.VII.5. Ferrailage de la longrine.....	170
Figure.VII.6. Ferrailage des semelles filantes.....	171
Figure.VII.7. Schéma de ferrailage.....	173



LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de projet

Tableau I.1: les caractéristiques géométriques de la structure.....	3
---	---

Chapitre II : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau II.1: La limite d'élasticité de l'acier.....	12
Tableau II.2: Type d'acier utilisé.....	13

Chapitre III : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau. III.1. Évaluation des charges au plancher terrasse inaccessible	29
Tableau. III.2. Evaluation des charges au plancher étage courant	30
Tableau.III.3. Evaluation des charges au balcon terrasse.....	30
Tableau. III.4. Evaluation des charges au balcon d'étage.....	31
Tableau. III.5. Evaluation des charges aux murs extérieurs.....	31
Tableau. III.6. Evaluation des charges aux cloisons.....	31
Tableau. III.7. Evaluation des charges aux cloisons à double parois.....	32
Tableau. III.8. Evaluation des charges au paillasse avec 29.53° et 32.50°	32
Tableau. III.9. Evaluation des charges au palier.....	33
Tableau 10 : Résultat de pré dimensionnement de la section du poteau d'angle.....	40
Tableau 11: Résultat de pré dimensionnement de la section du poteau rive.....	47
Tableau 12: Résultat de pré dimensionnement de la section du poteau centrale.....	53

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau. IV.1. Evaluation des sollicitations.....	57
Tableau IV.2. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS	64
Tableau IV.3. Calcul de ferrailage.....	65
Tableau IV.4. Calcul de ferrailage.....	71
Tableau. IV.5. Charges supportées par les poutrelles.....	80
Tableau. IV.6. Résultats des sollicitations sur travée plancher terrasse (type 1).....	81
Tableau .VI.7. Résultats des sollicitations sur appui plancher terrasse (type 1).....	81
Tableau. IV.8. Calcul des efforts tranchants plancher terrasse (type 1).....	82
Tableau. IV.9. Résultats des sollicitations sur travée.....	82
Tableau. IV.10. Résultats des sollicitations sur appuis.....	83
Tableau. IV.11. Calcul des efforts tranchants plancher terrasse (type 2).....	83
Tableau. IV.12 résultats des sollicitations sur travée.....	84
Tableau. IV.13. Résultats des sollicitations sur appuis.....	84

Tableau. IV.14. Calcul des efforts tranchants plancher terrasse (type 3).....	85
Tableau. IV.15. Résultats des sollicitations sur travée.....	86
Tableau. IV.16. Résultats des sollicitations sur appuis.....	86
Tableau. IV.17. Calcul des efforts tranchants plancher terrasse (type 4).....	87
Tableau. IV.18. Résultats de ferrailage des poutrelles plancher terrasse.....	88
Tableau. IV.19. Charges supportées par les poutrelles.....	92
Tableau. IV.20. Résultats des sollicitations sur travée plancher étage (type 1).....	92
Tableau. IV.21. Résultats des sollicitations sur appuis plancher étage (type 1)	92
Tableau. IV.22. Calcul des efforts tranchants plancher étage (type 1).....	94
Tableau. IV.23. Résultats des sollicitations sur travée.....	94
Tableau. IV.24. Résultats des sollicitations sur appuis.....	94
Tableau. IV.25. Calcul des efforts tranchants plancher étage (type 2).....	95
Tableau. IV.26. Résultats des sollicitations sur travée.....	95
Tableau. IV.27. Résultats des sollicitations sur appuis.....	96
Tableau. IV.28. Calcul des efforts tranchants plancher étage (type 3).....	96
Tableau. IV.29. Résultats des sollicitations sur travée.....	97
Tableau. IV.30. Résultats des sollicitations sur appuis.....	98
Tableau. IV.31. Calcul des efforts tranchants plancher étage (type 4).....	98
Tableau. IV.32. Résultats de ferrailage des poutrelles plancher terrasse 1 ^{er} cas type2.....	100
Tableau.IV.33. Les résultats des efforts à l'E.L.U.....	105
Tableau. IV.34. Type des charges à L'ELS.....	105
Tableau. IV.35. Les résultats des efforts à l'ELS.....	106
Tableau. IV.36. Résultats de ferrailage.....	106
Tableau. IV.37. Vérification des contraintes du balcon à l'ELS.....	108

Chapitre V : Etude Dynamique

Tableau. V.1.Coefficient d'accélération de zone A.....	102
Tableau. V.2.Classification de la structure selon le système de contreventement.....	102
Tableau. V.3.Pénalité P_q en fonction des critères de qualités.....	114
Tableau. V.4.Valeurs de ξ (%)......	114
Tableau. V.5. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.....	115
Tableau. V.6. Les valeurs des périodes et facteur de participation des massesvariante2.....	119
Tableau. V.7.Période fondamentale de la structure.....	121
Tableau. V.8.Poids de chaque étage.....	122
Tableau. V.9.Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)....	123

Tableau. V.10.Valeur de l'effort sismique sur l'axe X, Y.....	123
Tableau. V.11.La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.....	126
Tableau. V.12.La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.....	126
Tableau. V.13. La distribution de l'effort tranchant suivant X.....	127
Tableau. V.14.La distribution de l'effort tranchant suivant Y.....	128
Tableau. V. 15. Vérification des déplacements.....	129
Tableau VI.16. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X.X.....	131
Tableau. V.17.Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y.Y.....	131
Tableau VI.18. Vérification de la stabilité au renversement.....	132
Tableau. V.19.Vérification de L'effort normal réduit.....	132

Chapitre VI : Ferrailage Des Eléments Structuraux

Tableau.VI.1. Calcul du ferrailage des poutres longitudinales.....	135
Tableau.VI.2. Vérification du ferrailage des poutres longitudinales.....	135
Tableau.VI.3. Calcul du ferrailage des poutres transversales.....	138
Tableau.VI.4. Vérification du ferrailage des poutres transversales.....	138
Tableau.VI.5. Les sollicitations dues aux poteaux.....	142
Tableau.VI.6. Calcul du ferrailage des poteaux.....	143
Tableau.VI.7. Vérification de ferrailage des poteaux.....	143
Tableau.VI.8. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL.....	144
Tableau.VI.9. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A.....	144
Tableau.VI.10. Calcul les armatures transversales des poteaux.	145
Tableau.VI.11. Longueur de recouvrement poteaux.....	145
Tableau.VI.12. Vérification des contraintes à l'ELS poteaux.....	146
Tableau.VI.13. Résumé des résultats de ferrailage vertical des voiles transversaux.....	154
Tableau.VI.14. Résumé des résultats de ferrailage vertical des voiles longitudinaux.....	155
Tableau.VI.15. Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.....	156
Tableau.VI.16. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.....	156
Tableau.VI.17. Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.....	157
Tableau.VI.18. Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.....	158

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau.VII.1. Les surfaces des semelles isolées.....	164
Tableau.VII.2. Les surfaces des semelles filantes.....	164



INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'approprient à abriter des vies humaines.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures, ils assurent donc, la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement en cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition sont aléatoires.

L'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques, Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

La construction parasismique est l'une des nouvelles techniques, elle est le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis dans des hypothèses et des théories des vérifications, avec plus ou moins de détails, dans le Règlement Parasismique Algérien "RPA99 version 2003", le CBA93 et aussi le BAEL91, l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction.

Pour satisfaire la technique énoncée ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- ✓ La sécurité (grande importance) ;
- ✓ Assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- ✓ Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses) ;
- ✓ Confort

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente, en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- ✓ Durabilité (durée de vie) ;
- ✓ Résistance au feu

D'ailleurs, ce rapport traduit les résultats des différentes activités, recherches et études pour la réalisation du projet de fin d'étude dont le thème est : « Etude d'un bâtiment R+8 à usage habitation » Ce mémoire est composé de sept chapitres :

Le **premier** et le **deuxième** chapitre comprend la présentation complète de notre projet, les propriétés, la composition des matériaux de construction du bâtiment (béton et acier), et les actions appliquée dans les calculs

Le **troisième** chapitre comporte le pré dimensionnement des éléments de la structure et la descente des charges.

Le **quatrième** chapitre présente l'étude des éléments secondaires (acrotère, plancher creux, dalle pleine, escaliers, balcon).

Le **cinquième** chapitre est consacré à l'étude sismique de la structure.

Le **sixième** chapitre consiste à l'utilisation des sollicitations obtenue à l'aide de logiciel **SOCOTEC** pour calculer le ferrailage des éléments structuraux

LE septième chapitre nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure

La méthodologie utilisée est consistée en un calcul manuel sur la base des formules acquises, sur l'ensemble des éléments structuraux et non structuraux, fondations...etc., on tiendra compte des règlements et des normes tel que : **BAEL91 modifié99, RPA99/Version 2003**, ainsi aussi utilisée des logiciels de génie civil pour des calculs rapides et précis (ROBOT, SOCOTEC, SAFE).

C HAPITRE I

P RÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Chapitre I : Présentation de projet

I.1 Introduction :

Chaque projet de réalisation en génie civil est destiné pour une fonction bien précise, à fin d'atteindre ce but, on est sensé faire des calculs d'une façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation.

Ces calculs seront vérifiés selon le **RPA (version 2003)**, **BAEL**, **DTR** et d'autres références qu'on citera ultérieurement.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+8) ce dernier est constitué d'une structure à contreventement mixte en béton armé (portiques et voiles).

Ce projet sera implanté à la wilaya de Jijel qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa), et classé selon sa destination, dans la catégorie des ouvrages courants ou d'importation moyenne (groupe d'usage 2).

La structure est contreventée par des voiles et des portiques, et elle comporte :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commerciale.
- 8 étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I.3 Caractéristiques géométrique de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

Longueur en plan	33.70 m
Largeur en plan	25.30 m
Hauteur totale du bloc (Hauteur totale de Structure).	27.54 m
Hauteur de RDC	3.06 m
Hauteur d'étage courant et l'attique	3.06 m

Tableau I.1: les caractéristiques géométriques de la structure.

I.4 Les données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme :

- Une zone de sismicité moyen (zone II a).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 02.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol = 2 bars.

I.5 Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- **RPA 99**/version 2003.
- **CBA 93** (Code du béton armé).
- **DTR BC 2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- **D.T. R C2-4.7** (règlement neige et vent « **R.N.V.1999** »).
- **BAEL 91** modifié99

I.6 Les éléments de l'ouvrage :

I.6.1 Ossature :

L'ossature est le squelette d'un bâtiment, il est composé de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales (poids de personnes, du mobilier et des équipements).
- Voiles en béton armé (refends) disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent...etc.)

I.6.2 Les planchers :

Les planchers sont des aires généralement planes, il a pour but de :

- Séparer deux niveaux successifs de bâtiment.
- Supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.
- Améliorer l'isolation thermique et acoustique
- On trouve deux types de planchers :

➤ **Les planchers à corps creux** : sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entre vous" qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de Compression.

➤ Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

Tous les planchers des étages seront en corps creux sauf le RDC, les balcons, et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

I.6.3 La maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est une brique creuse, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

➤ Murs extérieurs :

Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur et une cloison en brique de 15cm d'épaisseur (15+5+10), pour assurer une bonne Isolation thermique.

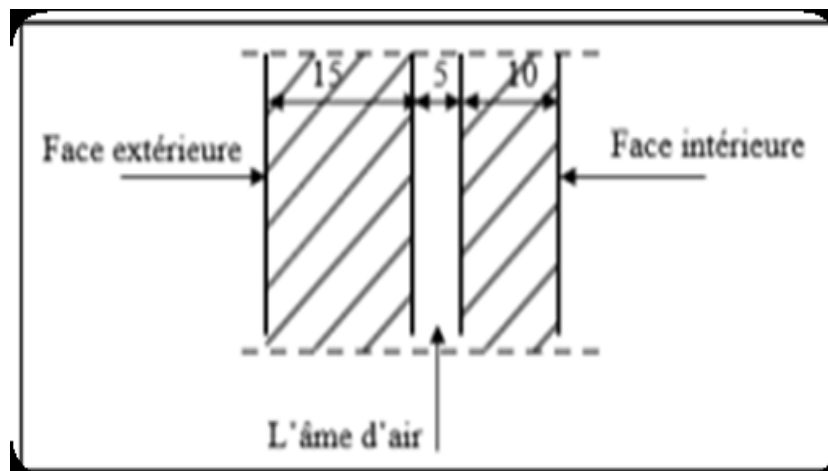


Figure I.1: Coupe transversale du mur extérieur.

➤ Murs intérieurs :

Ils seront réalisés en brique creuses de 10 cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

I.6.4 Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier de ciment pour les murs de façades, la cage d'escalier.
- Enduit de plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.

I.6.5 Isolation :

L'isolation acoustique au niveau des murs extérieurs est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de

réalisation, à noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.6.6 Ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement de personnes ou d'objets sur un axe prédéfini au sein d'une construction

I.6.7 Les escaliers :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et en descendant. Ils sont constitués de paliers de repos et de paillasse en béton armé coulé sur place. Il existe plusieurs types d'escaliers tel que les escaliers droits, les escaliers balancés, les escaliers circulaires.

Notre structure comporte type d'escaliers : Escalier à trois volées.

I.6.8 Les balcons :

Le bâtiment comporte un seul type de balcon en béton armé.

I.6.9 L'acrotère :

Un élément de façade encastré à sa base au plancher terrasse, et constituant des rebords ou garde-corps, pleins ou à claire-voie.

I.6.10 Les voiles :

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

I.6.11 L'infrastructure :

Sera réalisée en béton armé en assurant :

Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.

Limitation des tassements différentiels.

Encastrement de la structure dans le sol.

I.7 Indication générale sur les règles de BAEL :

I.7.1 Définition de l'état limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

Les états limites sont classés en deux catégories :

I.7.2 État limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Il y'a 03 états limites :

État limite ultime de l'équilibre statique

État limite ultime de résistance.

I.7.2.1 Hypothèse de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

1. Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
2. La résistance du béton tendu est négligée.
3. L'adhérence béton acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.
4. Le raccourcissement relatif du béton est limité à

$\epsilon_b=2\%$. En compression simple (Ex : poteaux).

$\epsilon_b=3.5\%$. En flexion simple (Ex : poutres).

5. L'allongement relatif de l'acier est limité à :

$\epsilon_s= 10\%$.

6. Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des trois pivots : A, B ou C, définis dans la règle des trois pivots.

I.7.3 État limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage ;

Il y'a 03 états limites :

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

C HAPITRE II



C ARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

Chapitre II : Caractéristiques mécaniques des matériaux

II.1 Introduction

Le choix et la possibilité d'emploi des matériaux dans la construction sont d'une importance primordiale au point de vue de la réalisation d'un ouvrage, il est nécessaire de prendre en considération les performances à atteindre et les critères à respecter : résistance, économie, disponibilité, esthétique.

L'ingénieur doit avoir une très bonne connaissance des matériaux afin de pouvoir les choisir dans les meilleures conditions de sécurité, d'économie et de durabilité dans notre étude, nous utilisons le règlement du béton armé aux états limites à savoir Le **BAEL91** modifié **99**, les règles parasismiques Algériennes **RPA 2003**, ainsi que **CBA93**.

II.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux:

II.2.1 Béton:

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire. Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance aux feux

II.2.1.1 Composants du béton :

➤ Le ciment :

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

➤ L'eau :

L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifier a la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.

➤ Les granulats :

Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et les plus petites dimensions des éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier

➤ **Le sable :**

Le sable est constitué des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous calibres, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

➤ **Le gravier :**

Elles sont constituées 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).

II.2.1.2 Résistances mécaniques du béton :

➤ **Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton $f_{c j}$ à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

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

$$\begin{cases} F_{c j} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 60 \text{ jours.} \\ F_{c j} = 1.1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

✚ Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{c j} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours.} \\ F_{c j} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

➤ **Résistance caractéristique du béton à la traction :**

D'après **CBA93 Art A.1.2.1.2** La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée $f_{t j}$, est définie conventionnellement par la relation :

$$F_{t j} = 0.6 + 0.06 f_{c j} \quad ; f_{c j} < 60 \text{ MPA}$$

Pour notre cas: $f_{t j} = 0.6 + 0.06 f_{c j} = 2.1 \text{ MPA}$

II.2.1.3 Modules de déformation longitudinale du béton:

➤ **Déformations instantanées :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation

longitudinale instantanée du béton $E_{i j}$ est égale à : $E_{i j} = 11000 \sqrt[3]{f_{c j}}$

Avec $f_{c j}$ (exprimé en MPA) désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

➤ **Déformations différées :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

À défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Avec } f_{cj} \text{ (exprime en MPA).}$$

✚ Dans notre cas on a : $f_{c28}=25 \text{ M Pa} \Rightarrow E_{i28}=32164.19 \text{ M Pa}$ et $E_{v28}=10818.86 \text{ M Pa}$

II.2.1.4 Coefficient de poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

D'après **CBA93 Article A.2.1.3**, le coefficient de poisson prend les valeurs suivantes :

- ✓ $\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations (ELU).
- ✓ $\nu = 0.2$ Pour le calcul des déformations (ELS).

II.2.1.5 Contraintes limites du béton :

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

➤ **Contrainte à l'état limite ultime (ELU):**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation : $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

✚ γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1,5$ Cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1,15$ Cas d'actions accidentelles.

✚ θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$ Durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$Durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ Durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre étude on utilisera $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$F_{bu} = 14.16 \text{ M Pa}$ (cas courant).

$F_{bu} = 18.48 \text{ M Pa}$ (Cas accidentelle).

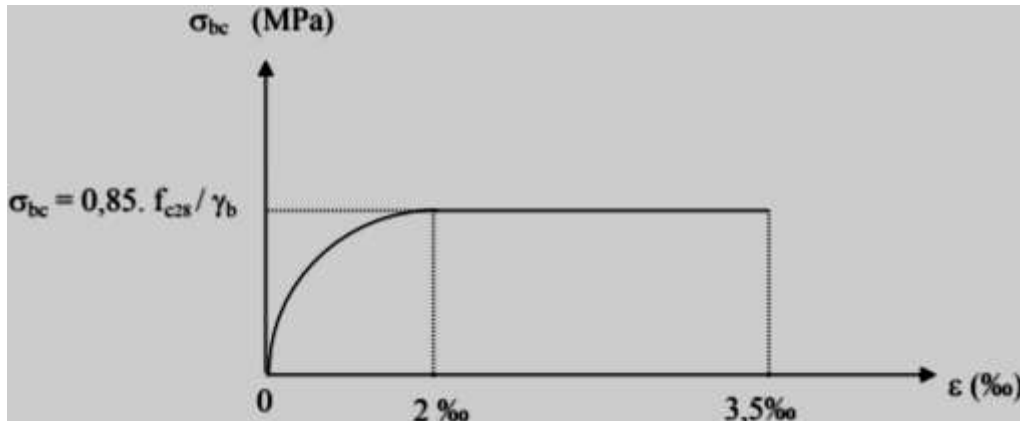


Figure II.1: Diagramme Contrainte Déformation du béton (ELU).

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2 ‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

- 3,5 ‰ : en flexion simple ou composée.

➤ **Contrainte limite à l'état service (ELS):**

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ M Pa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

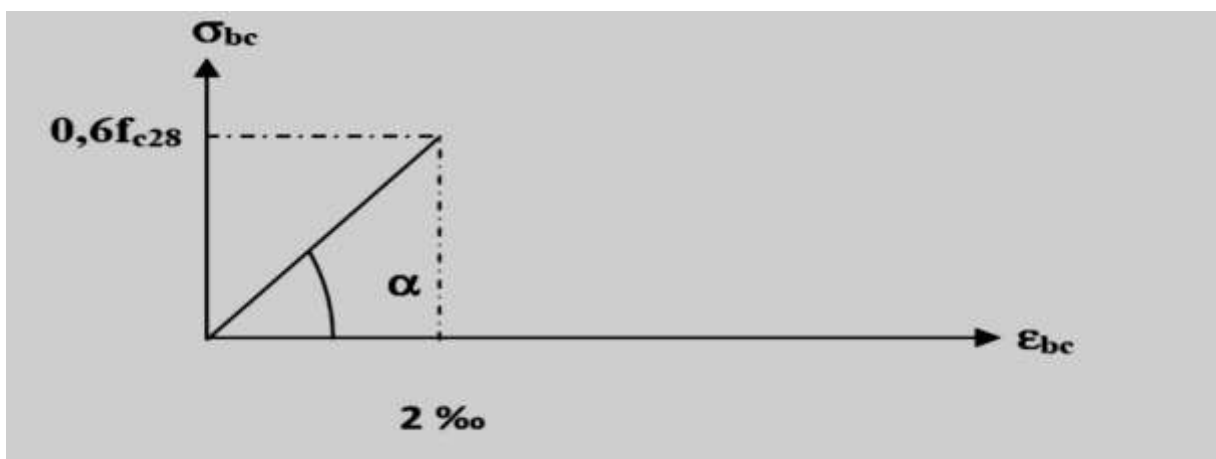


Figure II.2: Diagramme Déformation-Contrainte du béton (ELS).

➤ **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement donne par : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

V_u : Effort tranchant

D : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée

➤ **La contrainte admissible de cisaillement :**

• **Cas d'une Fissuration peu nuisible :**

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{cj} b}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ M Pa.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (3.33 ; 5 \text{ M Pa}) = 3.33 \text{ MPA}$$

• **Cas d'une Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:**

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.15 f_{cj} b}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ M Pa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ M Pa}$$

II.2.2 L'acier:

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion auxquels le béton ne résiste pas.

II.2.2.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier:

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à : **$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$**

a. Limite d'élasticité garantie f_e :

Données par le tableau Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité Correspondantes sont suivant :

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant.
	FeE50	500	
Fils tréfile HA Type 3	FeTe40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL	500	Emploi courant
	TSHA	520	

Tableau II.1: La limite d'élasticité de l'acier.

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HAFeE40** type1 (limite d'élasticité $f_e=400\text{Mpa}$), et pour les armatures transversales est un rond lisse **FeE24** ($f_e=235\text{Mpa}$).

Module d'élasticité : $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{MPa}$

Nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Fe (Mpa)	Résistance à la Rupture	Allonge relatif à la Rupture [%o]	Coef de fissuration [η]	Coef de scellement [ψ s]
Aciers en Barre Haute adhérence FeE400 (HA)	400	480	14 %o	1,6	1,5
Aciers en Treillis Soudé TL520 (Φ<6) (TS)	520	550	8 %o	1,3	1

Tableau II.2: Type d'acier utilisé.

b. Diagramme contrainte-déformation :

➤ **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ contrainte limite de l'acier.}$$

f_e : limite élastique de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = \rightarrow 1.15 \text{ Action courante.} \\ \gamma_s = \rightarrow 1.00 \text{ Action accidentelle} \end{array} \right\}$$

Dans notre cas :

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement unitaire de l'acier.}$$

➤ **Contrainte limite de service :**

D'après **BAEL91 (Article A.4.5.3.2)**, on trouve que :

•**Cas d'une Fissuration peu nuisible :**

Aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans Le béton

• **Cas d'une Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ (M Pa)}$$

Pour notre cas :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\left(\frac{2}{3} \times 400 \right) ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

Avec :

F t j: Résistance à la traction du béton à l'âge de jours

• **Cas d'une très préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ (M Pa)}$$

Pour notre cas :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\left(\frac{1}{2} \times 400 \right) ; 90 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (200 \text{ MPa} ; 164.97 \text{ MPa}) = \mathbf{164.97 \text{ MPa}}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration dont la valeur est :

- $\eta = 1.00$: Pour les ronds lisses, treilles soudées.
- $\eta = 1.60$: Pour les hautes adhérences $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$.
- $\eta = 1.30$: Pour les hautes adhérences $\varnothing < 6 \text{ mm}$

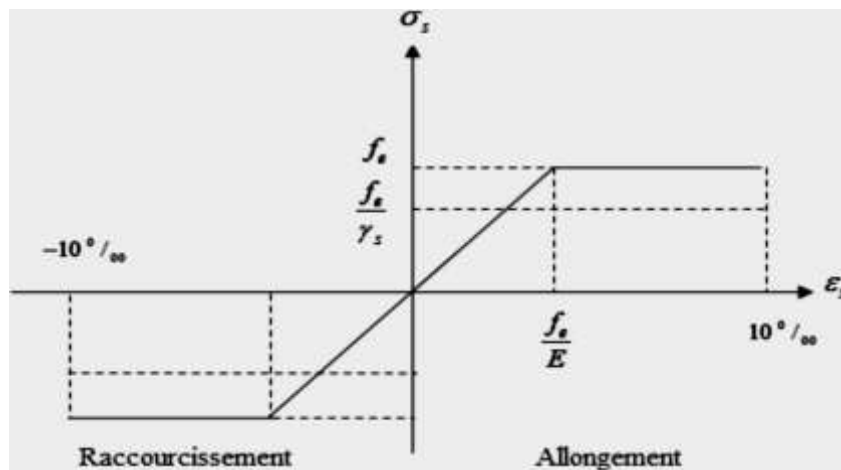


Figure II.3: Diagramme de contrainte- déformation de l'acier.

II.3. Actions et sollicitations :

II.3.1 Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- **G** : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- **Q** : Charges variables (exploitations + climatiques).
- **E** : Action accidentelle (séisme).

II.3.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

➤ Sollicitations de calcul :

✚ Ferrailage des éléments secondaires

Dans le calcul manuel pour le ferrailage des éléments secondaire on utilise les combinaisons suivantes :

$$\text{ELU} : 1.35G+1.5Q$$

$$\text{ELS} : G+Q$$

✚ Ferrailage des éléments de contreventement :

Pour le ferrailage des éléments de contreventement on utilise les combinaisons introduites à ROBOT.

✚ Ferrailage des poteaux :

$1.35G+1.5Q$: Pour obtenir les efforts normaux.

$0.8G\pm E$: Pour obtenir les efforts tranchants.

$G+Q\pm E$: Pour obtenir les moments fléchissant.

✚ Ferrailage des poutres :

$1.35G+1.5Q$: Nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

$0.8G\pm E$: Permettra de déterminer le moment en valeur absolue sur les appuis (nappe inférieure).

$G+Q\pm E$: Donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis (nappe supérieure).

✚ Ferrailage des voiles :

$0.8G\pm E$: Pour le ferrailage à la flexion $G+Q\pm E$: Pour la vérification de la résistance du béton à la compression et l'acier à la traction.

C HAPITRE III



P RÉ-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

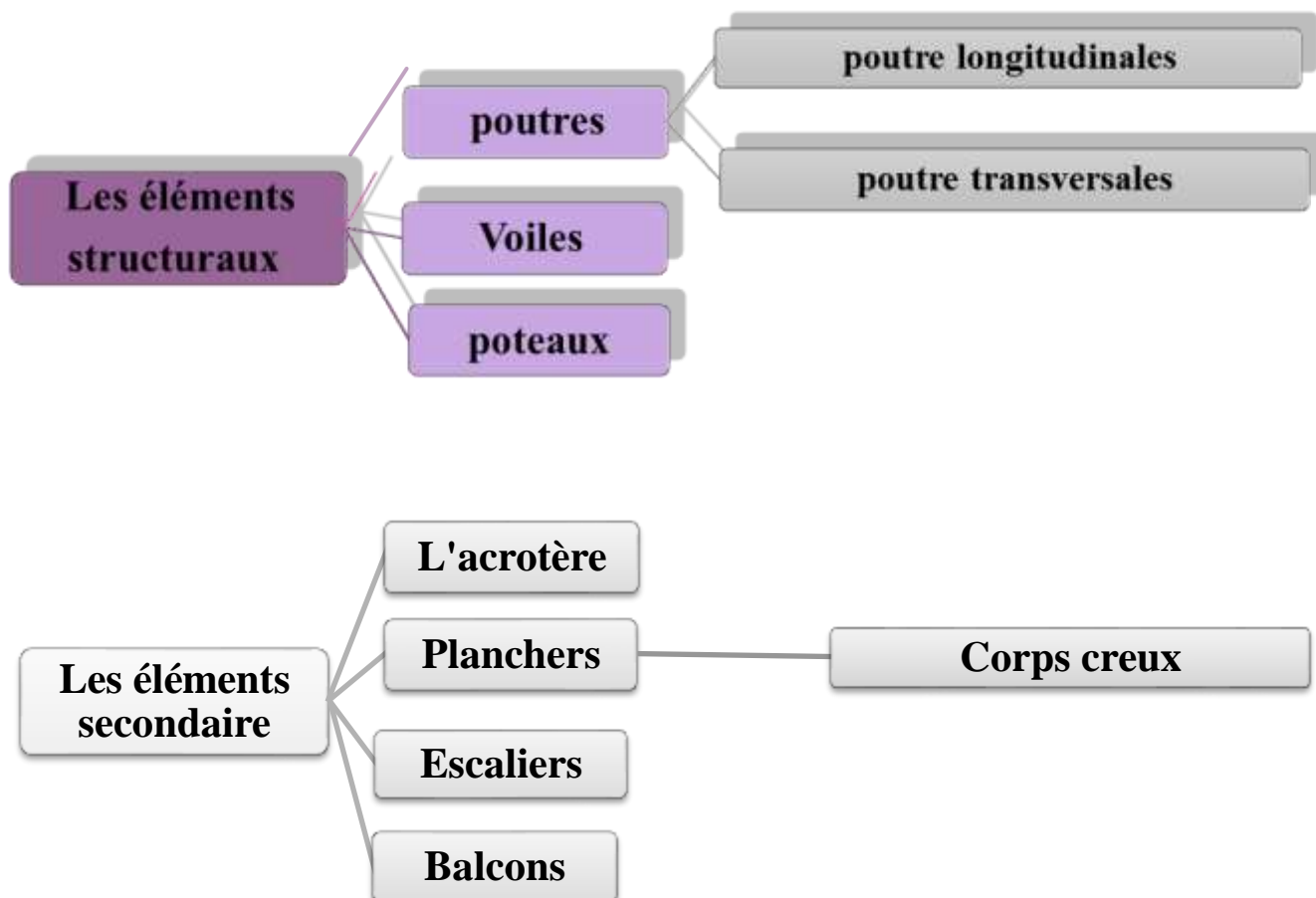
Chapitre III : Pré dimensionnement et descente des charges

III.1. Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux, Nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (Principales et secondaires), les poteaux, les voiles

Le pré- dimensionnement « le pré calcul » des sections a pour but de déterminer l'ordre de grandeur au niveau du coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage on tenant compte des prescriptions réglementaires des règlements **CBA 93, RPA 99/ version 2003, BAEL91 révisé 99** et le **DTR B.C.2.2** afin d'éviter le surcoût d'acier et du béton.

Dans ce chapitre, on va faire un pré dimensionnement pour chaque type des éléments suivants :



III.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planches sont définies comme étant des éléments horizontaux assurant la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles), coupe-feu, étanchéité et aussi une isolation thermique, phonique suffisantes.

➤ Choix du plancher

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

_Plancher à corps creux.

_Plancher à dalle pleine

III.2.1 Planchers à corps creux :

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation.
- -Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- -Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- -Économie dans le cout de coffrage.

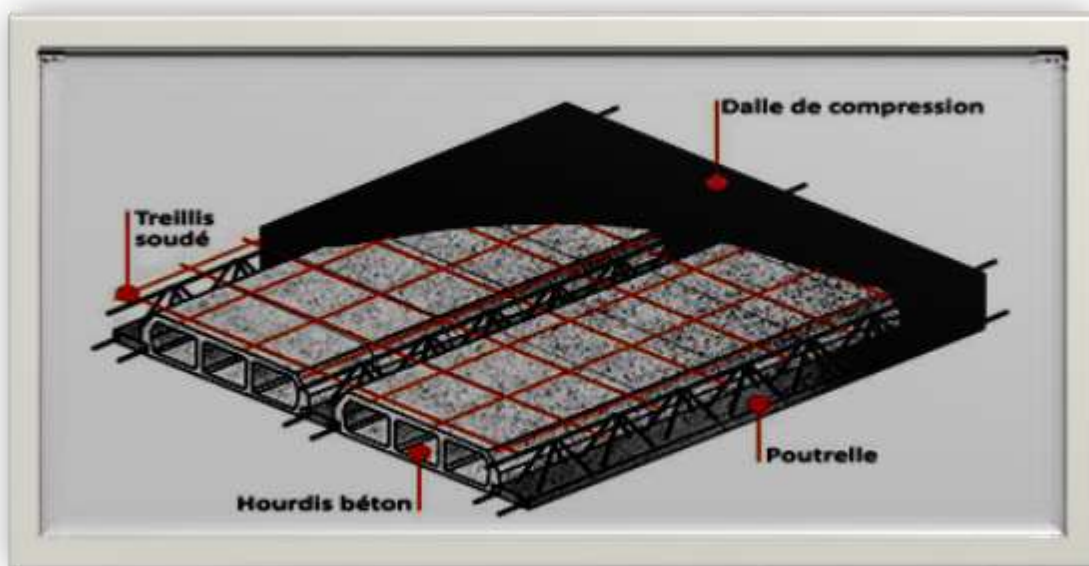


Figure III.1 Plancher à corps creux

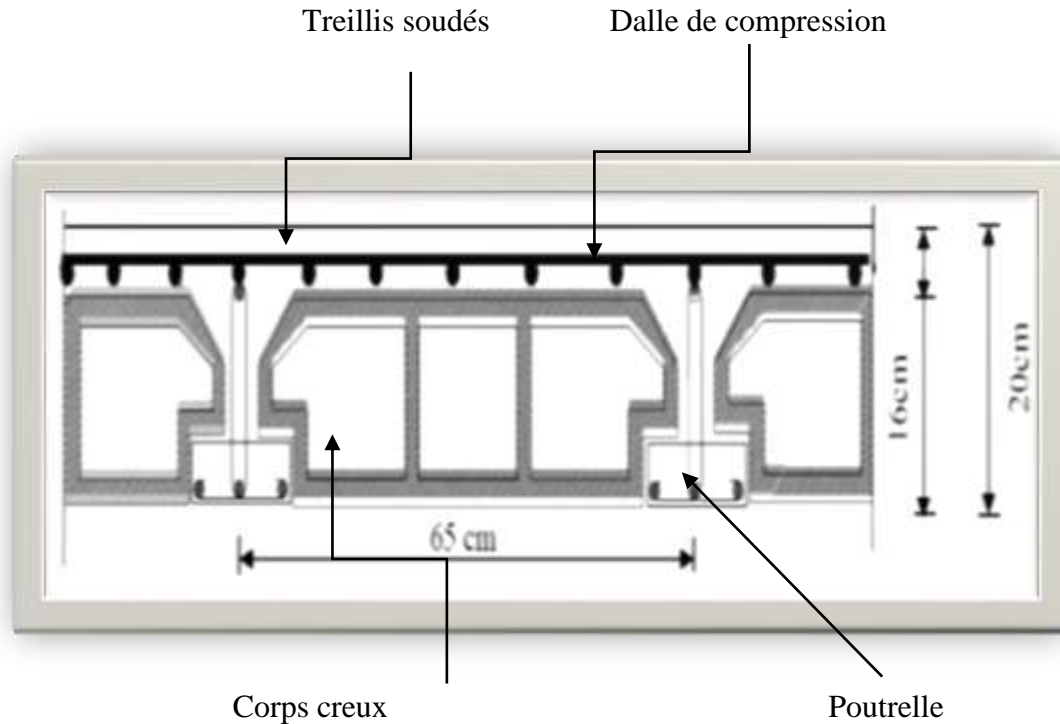


Figure III.2: Schéma descriptif d'une dalle à corps creux.

D'après le **BAEL (article 6.8.4.2.4)** la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

Avec : **H_{cc}** : hauteur du corps creux.

H_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

L₀ : distance entre axe des poutrelles.

b₀ : largeur de la nervure.

L'épaisseur des planchers à corps creux est en fonction de la hauteur des poutrelles **h**, et des conditions d'utilisation et de résistance.

On déduira l'épaisseur des planchers à partir de la condition ci-après

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0}, \frac{1}{22,5} \right\}$$

Avec : **L_x** : est la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures entre nus

Donc On a : **L_x = 5.5 m**

M_t : le moment en travée : **M_t ≥ 0,75 M₀**.

M₀: le moment isostatique correspondant.

$$\text{Donc: } h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} l_x; \frac{l_x}{22,5} \right\} \quad h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \times 0,75 \times 550; \frac{550}{22,5} \right\}$$

$$h_t \geq \max \{27.5; 24.44\}$$

La condition de pré dimension est forfaitaire donc on adopte : $h_t = 25 \text{ cm}$

On utilise un plancher à dalle plan de type (20+5) de dimension, Tel que :

20 cm : l'épaisseur du corps creux.

5 cm : l'épaisseur de la dalle de compression.

Et charge permanente $G = 3.1 \text{ KN/m}^2$

III.3. Pré dimensionnement poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion

Simple.

➤ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

On a : $b_0 = \{8 \rightarrow 16\}$; On prend $b_0 = 10 \text{ cm}$

La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left[\frac{L_{\max}}{10}; \frac{L_{\text{Hourdi}}}{2} \right]$$

$$b_1 = \min \left[\frac{550}{10}; \frac{55}{2} \right]$$

$$b_1 = \min [55; 27.5]$$

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

On prend : **$b_1 = 27.5 \text{ cm}$**

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

Donc : **$b = 65 \text{ cm}$** .

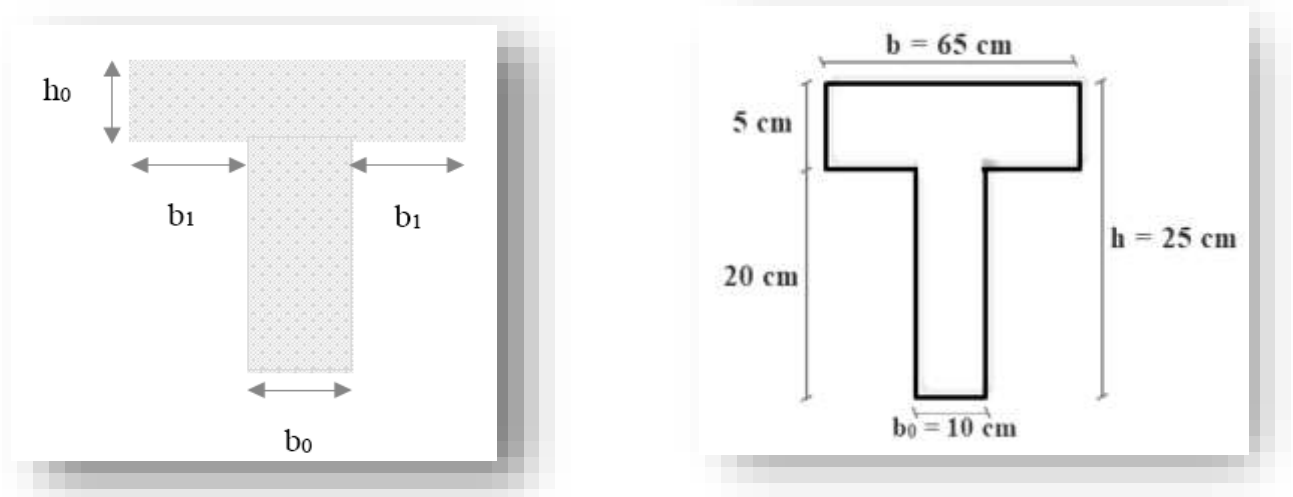


Figure III.3: Dimensionnement poutrelle.

III.3.1. Planchers à dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions (généralement rectangulaires de dimensions Lx et Ly (Lx ≤ Ly) et d'épaisseur « e » et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis (les poutres, les voiles).

➤ **Résistance au feu :**

- e = 7 cm pour une heure de coup de feu ;
- e = 11 cm pour deux heures de coup de feu ;
- e = 17.5 cm pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : **e = 16 cm.**

➤ **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « **BAEL 91** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

➤ **Résistance à la flexion :**

-Dalle reposant sur deux appuis :..... $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$;

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :..... $\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40}$;

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$Lx = 5.5 \text{ m} = 550 \text{ cm}$

$\frac{550}{50} < e < \frac{550}{40}$;

$9.6 \text{ cm} \leq e \leq 12 \text{ cm}$

Donc on prend une épaisseur **e=16cm**

III.4. Pré dimensionnement des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant :

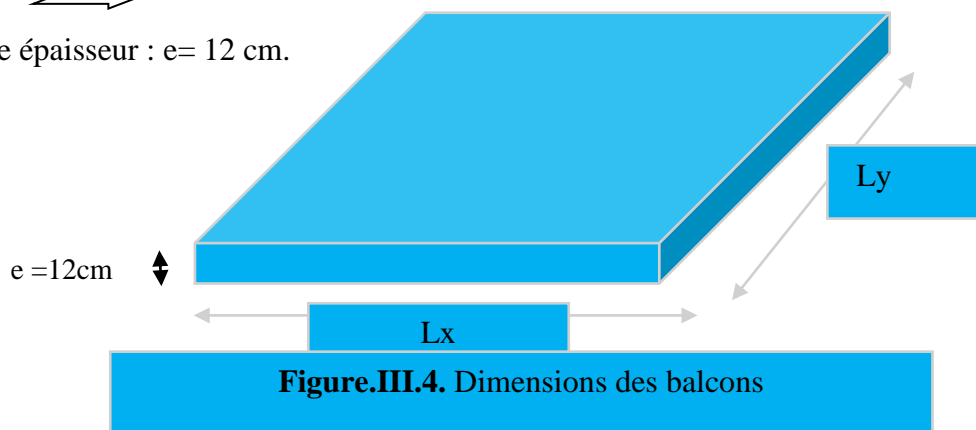
➤ **La condition de la flèche :**

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$$

Avec : L : la longueur de la plus grande portée, donc L= 1,20 m

$$\frac{120}{15} \leq e \leq \frac{120}{20} + 7 \implies 8 \leq e \leq 13$$

Donc : on prend une épaisseur : e= 12 cm.



III.5. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers et poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et transmises aux poteaux

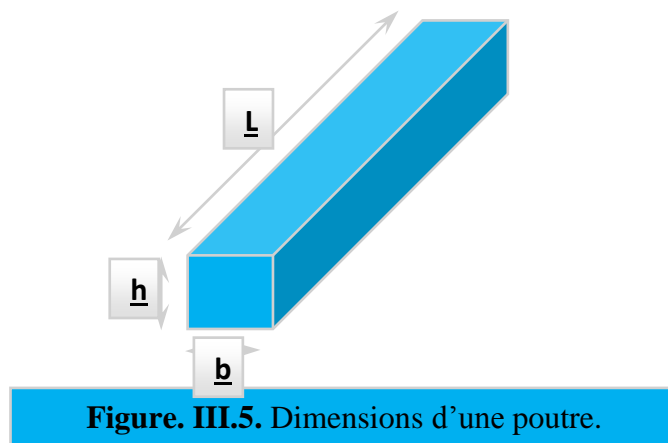
Le Predimensionnement des poutres s'effectuées à partir des conditions suivantes :

➤ **Condition de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{array} \right.$$

D'après le RPA :

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



Avec : L : la portée de la poutre.

H : la hauteur de la poutre.

B: la largeur de la poutre.

✚ **Poutres longitudinales (secondaires) :**

Soit : $L_{max} = 5.5m$ (la longueur maximale dans le sens longitudinale)

Les relations précédentes deviennent Selon BAEL 91 :

$$\text{Pour les poutres de la portée : } L = 550 \text{ cm} \quad \frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \rightarrow 36.66 \leq h \leq 55 \rightarrow \mathbf{h = 50 \text{ cm}}$$

On prend $\mathbf{h = 50 \text{ cm}}$.

$$0.3 * 50 \leq b \leq 0.5 * 50 \rightarrow 15 \leq b \leq 25 \rightarrow \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

On adopte $\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$ (la largeur de la poutre longitudinale (secondaires). Pour des raisons architecturales on adopte $\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions de RPA99 suivantes :

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \Longleftrightarrow \quad 50 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

$$B \geq 20 \text{ cm} \quad \Longleftrightarrow \quad 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \quad \Longleftrightarrow \quad \frac{50}{30} = 1.66 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

Soit : $\mathbf{(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2}$.

Poutres transversales (principales) :

Soit : $\mathbf{L = 7.15 \text{ m}}$ (la longueur maximale dans le sens transversale)

Selon BAEL 91 :

Pour les poutres de la portée : $L = 715 \text{ cm}$

$$\frac{715}{15} \leq h \leq \frac{715}{10} \rightarrow 47.66 \leq h \leq 71.5 \rightarrow \mathbf{h = 50 \text{ cm}}$$

On prend $\mathbf{h = 50 \text{ cm}}$. (la hauteur de la poutre principale).

$$0.3 * 50 \leq b \leq 0.5 * 50 \rightarrow 15 \leq b \leq 25 \rightarrow \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

On adopte $\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions de RPA99/version2003 suivantes :

$$H \geq 30 \text{ cm} \quad \Longleftrightarrow \quad 50 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

$$B \geq 20 \text{ cm} \quad \Longleftrightarrow \quad 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \quad \Longleftrightarrow \quad \frac{50}{30} = 1.66 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

Soit : $\mathbf{(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2}$. Finalement on adopte les sections suivantes :

- Poutres transversales (principales) : $\mathbf{(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2}$.

- Poutres longitudinale (secondaires) : $\mathbf{(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2}$.

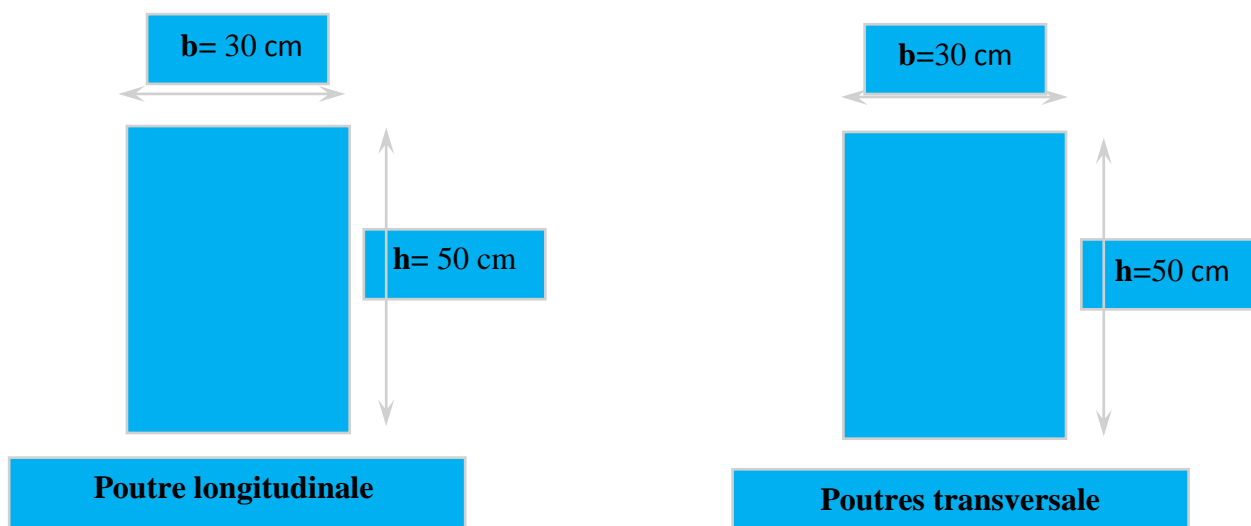


Figure. III.6. Sections des poutres longitudinales et transversales.

III.6. Pré dimensionnement des Voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (**l'article 7.7.1 du RPA99**) ils servent d'une part à contreventé le battement en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après **le RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisant la condition sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

- L : la longueur du voile.
- a : l'épaisseur du voile.

D'après l'article (**7.7.1 RPA99 /V2003**). « L'épaisseur minimale est de 15 cm » De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions rigidité aux extrémités.

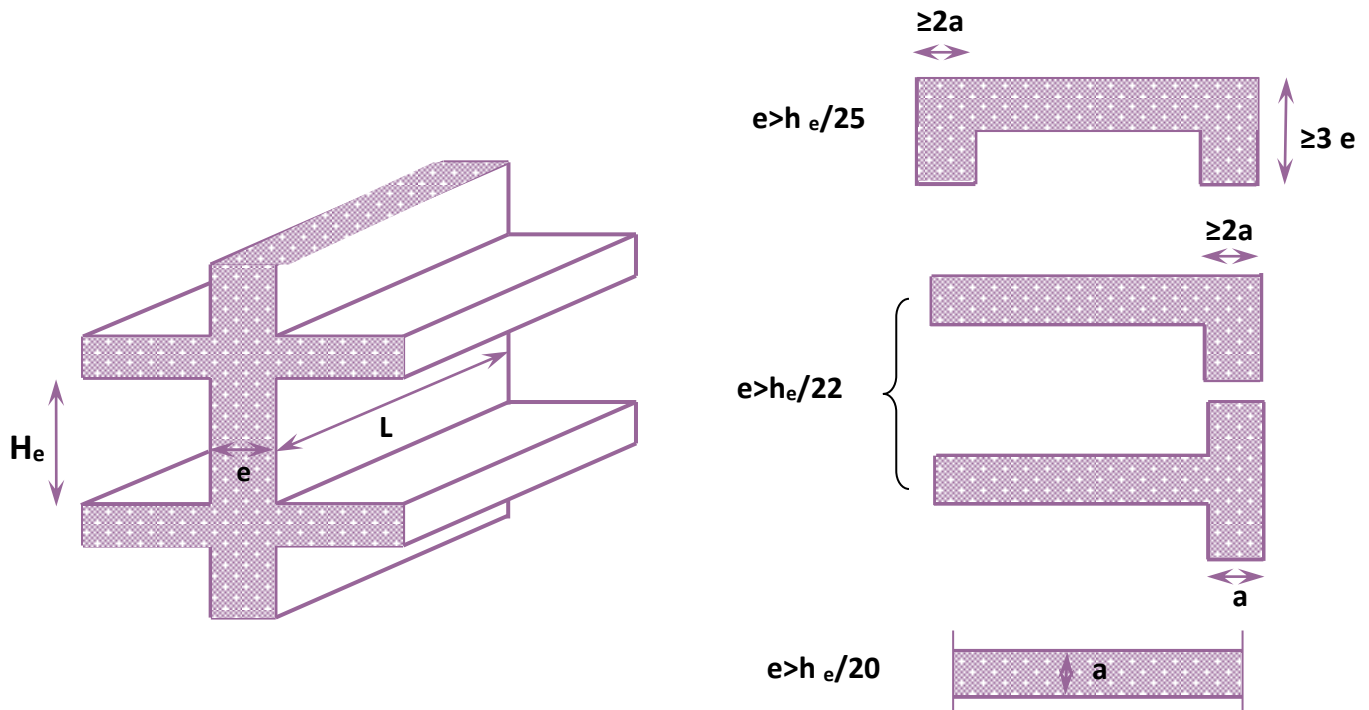


Figure.III.7. Coupe en élévation et de voiles en plan pour différents cas

➤ On a deux types pour tous les étages :

On a la plus grande hauteur libre d'étage $h_e = 3.06 \text{ m}$

Donc selon la condition de l'RPA :

🚧 Type 1:

- $a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right]$
- $a \geq \max \left[\frac{306}{20}; 15 \text{ cm} \right]$

On obtient :

- $a \geq \max [15.3 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow a \geq \mathbf{15.3 \text{ cm}}$.

Donc on prend l'épaisseur de voile : $e = \mathbf{20 \text{ cm}}$

🚧 Type 2 :

- $a \geq \max \left[\frac{h_e}{25}; 15 \text{ cm} \right]$
- $a \geq \max \left[\frac{306}{25}; 15 \text{ cm} \right]$

On obtient :

- $a \geq \max [12.24 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow a \geq \mathbf{15 \text{ cm}}$.

Donc on prend l'épaisseur de voile : $e = \mathbf{20 \text{ cm}}$

III.7. Pré dimensionnement de l'escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de

passer d'un niveau à un autre, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers) ; ces derniers sont coulés sur place ou préfabriqué.

➤ **Composition d'un escalier :**

- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche (h) :** la partie verticale d'une marche (h).
- **Le giron (g) :** la largeur de marche(g).
- **L'emmarchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La paillasse :** est une dalle inclinées béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **Le palier :** est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **Le volée :** est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs

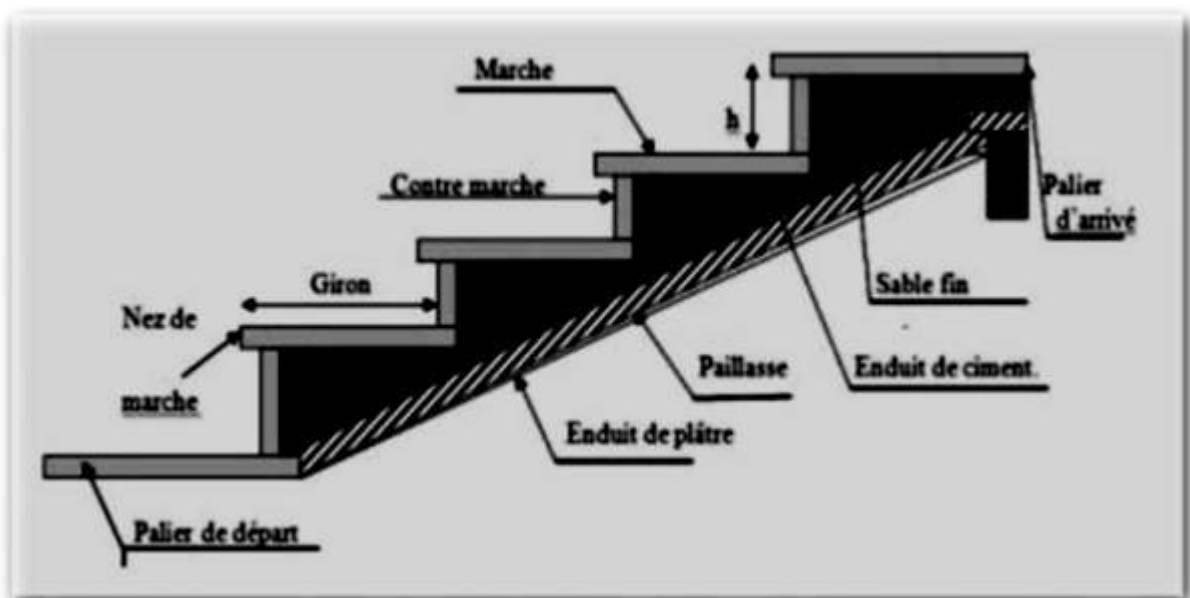


Figure III.8: Composition d'un escalier.

a. L'emmarchement :

Bâtiment à usage d'habitation : l'emmarchement de 1 à 1.5m.

b. Les marches et les contre marches :

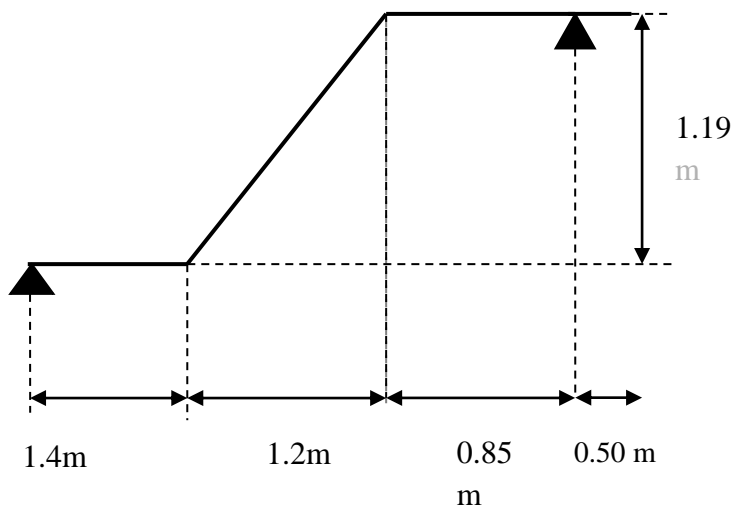
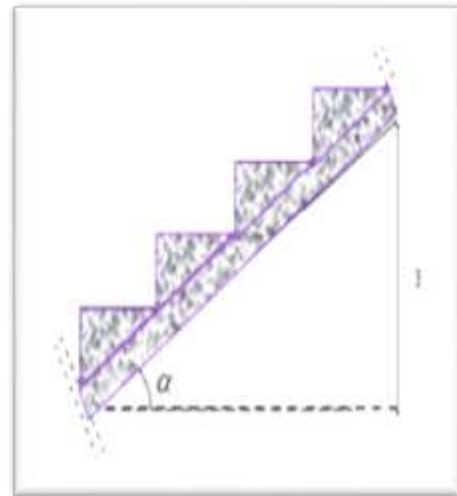


Figure.III.9. Schéma statique de la volée



✚ Notre projet compte un seul type d'escalier à 3 volées.

Pour les dimensions des marches g et contre marche h , on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} < 2.h+g < 66 \text{ cm}$$

$$16.5 \text{ cm} < h < 17.5 \text{ cm} \implies h = 17 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \implies g = 30 \text{ cm}$$

1) Pour volée 1 et 3 :

Nombre de contre marche :

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{1.19}{17} = 7$$

Nombre des marches :

$$N_m = N_c - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ Marche}$$

La ligne de foulé :

$$L_f = g \times N_m = 30 \times 6 = 180 \text{ cm} = 1.8 \text{ m}$$

Inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1.19}{1.80} \implies \alpha = 33.47^\circ$$

Epaisseur de la pailleasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}; \text{ Avec :}$$

$$L = \frac{1.19}{\sin 33.47} = 2.15 \text{ m}$$

$$\frac{215}{30} \leq e \leq \frac{215}{20} \implies 7.16 \text{ cm} \leq e \leq 10.78 \text{ cm}$$

On adopte : **e=16 cm**

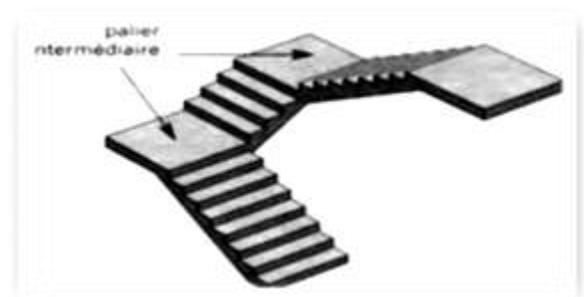


Figure III.10: Escalier à trois volées.

2) Pour volée 2 :

Nombre de contre marche :

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{68}{17} = 4$$

Nombre des marches :

$$N_m = N_c - 1 = 4 - 1 = 3$$

La ligne de foulé :

$$L_f = g \times N_m = 30 \times 4 = 120 \text{ cm} = 1.2 \text{ m}$$

Inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{0.68}{1.20} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

Epaisseur de la pailleasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \text{ avec}$$

$$L = \frac{H_v}{\sin \alpha} = \frac{0.68}{\sin 29.53} = 1.379 \text{ m}$$

$$\frac{137.9}{30} \leq e \leq \frac{137.9}{20} \Rightarrow 4.59 \text{ cm} \leq e \leq 6.89 \text{ cm}$$

On adopte : **e = 16cm**

III.8. Pré dimensionnement de l'acrotère

C'est un élément en béton armé (consol), encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher

terrasse La surface de l'acrotère est : $S = 0.05 \times 0.1/2 +$

$(0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2$ Le poids propre de

l'acrotère est : $G = (0.0675 \times 25) = 1.6875 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

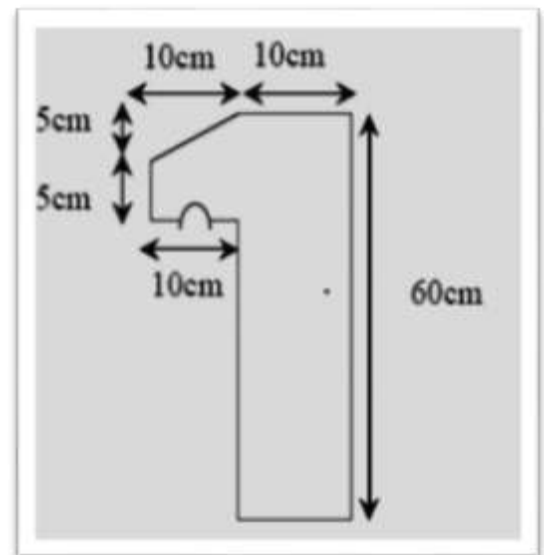


Figure III.11: Dimension de l'acrotère

III.9. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

➤ D'après RPA99/version 2003 :

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

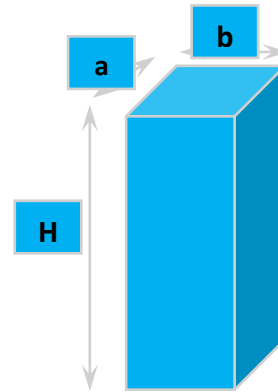


Figure. III.12. Dimensionnement de poteau.

➤ D'après les règles BAEL93 :

L'effort normal ultime N_{ul} agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec:

B_r : section réduite du poteau, $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) \text{ m}^2$.

N_{ult} : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1.35G + 1.5Q$).

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $f_e = 400 \text{ MPa}$)

A_s : section d'armature dans le poteau

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\gamma_b = 1.5$ (situation durable ou transitoire).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\gamma_s = 1.15$ (situation durable ou transitoire).

α : coefficient fonction de l'élançement du poteau calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section : $\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow$

$$\text{Alors: } N_u \leq \alpha \cdot B_r \cdot \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$$

- $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \Rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$, $\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_u$

N_u Est déterminé à partir de la descente des charges.

- Pour des raisons de sécurité on adopte : $B_r = 0,064 \cdot N_u$

III.10. Evaluation des charges et surcharges :

III.10.1. Introduction :

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations

III.10.2. Les planchers :

Plancher terrasse {innaccissible}

- Corps creux :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillon roulée	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Béton forme de pente	0.10	22	2.2
Isolation thermique	0.05	3	0.15
Plancher à corps creux	0.25	/	3.10
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Total charge permanent			6.18 (KN/m ²)
Surcharge d'exploitation			1 (KN/m ²)

Tableau. III.1. Évaluation des charges au plancher terrasse inaccessible

➤ Plancher étage courant{corps creux} :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Cloison	0.13	/	1.2
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable fin	0.02	18	0.36
Plancher à corps creux	0.25	/	3.10
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Total charge permanent			5.7 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			1.5 (KN/m²)

Tableau. III.2. Evaluation des charges au plancher étage courant

III.10.3.Balcon :

1/Balcon terrasse :

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
gravillons roulés	0.02	22	0.44
Etanchéité	0.02	6	0.12
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total charge permanent			4.72 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			1.50 (KN/m²)

Tableau.III.3. Evaluation des charges au balcon terrasse.

2/Balcon d'étage:

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Couche de sable	0.02	18	0,36
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit de ciment	0.02	20	0,4
Total charge permanent			G=4.60 (KN/m²)

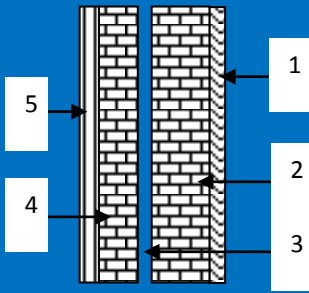
Surcharge d'exploitation	Q=3.5 (KN/m²)
---------------------------------	---------------------------------

Tableau. III.4. Evaluation des charges au balcon d'étage.

III.10.4. Les murs :

➤ Mur extérieur :

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Briques creuses	0.15	9	1.35
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit de ciment	0.02	18	0,36
L'âme d'air	0.05	/	/
Total charge permanent			G=2.97 (KN/m²)


Tableau. III.5. Evaluation des charges aux murs extérieurs

➤ Cloison intérieure :

Couches	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Briques creuses	0.1	9	0.9
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Total charge permanent			G=1.62 (KN/m²)

Tableau. III.6. Evaluation des charges aux cloisons.

➤ Cloison intérieure a double paroi :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.2	10	0.2
brique creux	0.15	9	0.9
l'âme d'air	0.05	/	/
brique creux	0.10	9	1.35

enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Total charge permanent			2.65 (KN/m²)

Tableau. III.7. Evaluation des charges aux cloisons à double parois.

III.10.5. Les Escaliers :

1/La paillasse avec une inclinaison de 29.53° :

Couches	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Poids propre de la marche	0,17/2	30	2.55
Poids propre de la paillasse	0,16/[cos(29.53)]	30	5.50
Enduit de ciment	0,02	20,0	0,40
Total charge permanent			9.70 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			2.50(KN/m²)

2/La paillasse avec une inclinaison de 33.47° :

Couches	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Poids propre de la marche	0,17/2	30	2.55
Poids propre de la paillasse	0,16/ [cos (33.47)]	30	5.75
Enduit de ciment	0,02	20,0	0,40
Total charge permanent			7.35 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			2.50 (KN/m²)

Tableau. III.8. Evaluation des charges au paillasse avec 29.53° et 32.50°.

3/Palier :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
pois propre de palier	0,18	25	4.5
Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total charge permanent			6.1 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			2.5 (KN/m²)

Tableau. III.9. Evaluation des charges au palier

III.11. Descente des charges :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations. D'après le **RPA** les poteaux de rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

III.11.1 La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de **10%** par étage jusqu'à 0.50Q sauf pour le dernier et avant- Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs de surcharges suivantes :

- -Plancher terrasse (10) : Q0
- -Étage (8) : Q
- -Étage (7) : 0,90 Q
- -Étage (6) : 0,80 Q
- -Étage (5): 0,70 Q
- -Étage (4) : 0,60 Q
- -Étage (3) : 0,50 Q..... jusqu'au 1ere étage.
- -Ont réduite de (0.10) par étage.

Pour le dimensionnement des poteaux on fait la descente de la charge sur les poteaux les plus sollicités suivants :

- Poteau de rive
- Poteau d'angle
- Poteau central.

Et on prend la valeur max de ces poteaux.

III.11.2 Poteau d'angle (E2) :

Le poteau le plus sollicité est(E2) ;

➤ Niveau RDC :

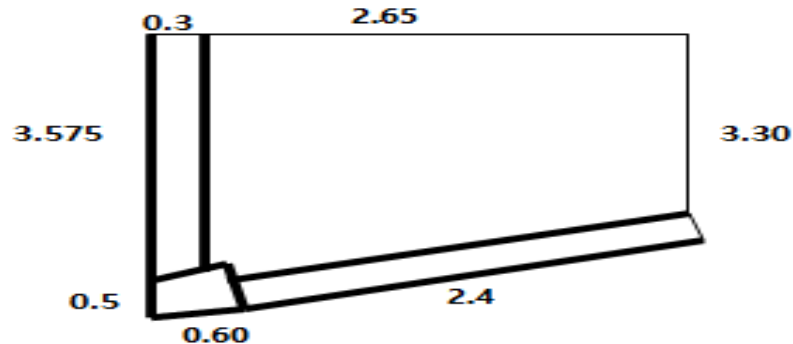


Figure. III.13. Poteau d'angle

• Plancher étage :

$$S = \frac{(3.575 + 3.30)}{2} \times 2.65 = 9.109 \text{ m}^2$$

$$G = (9.109 \times 5.4) = 49.18 \text{ KN}$$

$$Q = (1,50 \times 9.10) = 13.664 \text{ KN}$$

• Poutre principale :

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 4.075 = 15.28 \text{ KN}$$

• Poutre secondaire :

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 3 = 11.25 \text{ KN}$$

• Poteaux :

$$G = \frac{(0.5 + 0.60) \times 0.5}{2} \times 25 \times 3,06 = 21.037 \text{ KN}$$

➤ Niveau 1^{ère} et 2^{ème} et 3^{ème} étage :

• Plancher étage ;

$$S = \frac{(3.575 + 3.30)}{2} \times 2.65 = 9.109 \text{ m}^2$$

$$G = (9.109 \times 5.4) = 49.18 \text{ KN}$$

$$S' = \frac{(4.075 + 3.60)}{2} \times 2.95 = 11.320 \text{ m}^2$$

$$Q = 1.50 \times 11.320 = 16.980 \text{ KN}$$

- **Poutre principale :**

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 4.075 = 15.28 \text{ KN}$$

- **Poutre secondaire :**

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 3 = 11.25 \text{ KN}$$

- **Poteaux :**

$$G = \frac{(0.5+0.60) \times 0.5}{2} \times 25 \times 3,06 = 21.037 \text{ KN}$$

- **Mur extérieur ;**

$$G = 2,8 \times [(3.06-0.45) \times (2.4+3.575)] = 43.665 \text{ KN}$$

- **Niveau 4^{ème} et 5^{ème} à 6^{ème} :**

- **Plancher étage ;**

$$S = \frac{(3.575+3.30)}{2} \times 2.65 = 9.109 \text{ m}^2$$

$$G = (9.109 \times 5.4) = 49.18 \text{ KN}$$

$$S' = \frac{(4.075+3.60)}{2} \times 2.95 = 11.320 \text{ m}^2$$

$$Q = 1.50 \times 11.320 = 16.980 \text{ KN}$$

- **Poutre principale ;**

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 4.075 = 15.28 \text{ KN}$$

- **Poutre secondaire ;**

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 3 = 11.25 \text{ KN}$$

- **Poteaux :**

$$G = \frac{(0.5+0.60) \times 0.5}{2} \times 25 \times 3,06 = 21.037 \text{ KN}$$

- **Mur extérieur ;**

$$G = 2,8 \times [(3.06-0.45) \times (2.4+3.575)] = 43.665 \text{ KN}$$

- **Niveau 7^{ème} et 8^{ème} :**

- **Plancher terrasse ;**

$$S = \frac{(3.575+3.30)}{2} \times 2.65 = 9.109 \text{ m}^2$$

$$G = (9.109 \times 6.53) = 59.48 \text{ KN}$$

$$S' = \frac{(4.075+3.60)}{2} \times 2.95 = 11.320 \text{ m}^2$$

$$Q = 1 \times 11.320 = 11.320 \text{ KN}$$

- **Plancher étage ;**

$$S = \frac{(3.575+3.30) \times 2.65}{2} = 9.109 \text{ m}^2$$

$$G = (9.109 \times 5.4) = 49.18 \text{ KN}$$

$$S' = \frac{(4.075+3.60) \times 2.95}{2} = 11.320 \text{ m}^2$$

$$Q = 1.50 \times 11.320 = 16.980 \text{ KN}$$

• **Poutre principale :**

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 4.075 = 15.28 \text{ KN}$$

• **Poutre secondaire :**

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 3 = 11.25 \text{ KN}$$

• **Poteaux :**

$$G = \frac{(0.5+0.60) \times 0.5}{2} \times 25 \times 3,06 = 21.03 \text{ KN}$$

• **Acrotère;**

$$L = 2.4 + 3.575 = 6.025 \text{ m}$$

$$G = 1.78125 \times 6.025 = 10.642 \text{ KN}$$

Niveau	Elément	Surcharge avant Dégression	Coefficient de dégression	G(KN)	Q(KN)
N0	Planchers terrasse	11.320	1	59.48	11.320
	Poutre principales			15.28	/
	Poutre secondaire			11.25	/
	Acrotère			10.642	/
				96.652	11.320
N1	Venant N0			96.652	/
	Poteaux			21.03	/
	8ème			117.682	11.320
N2	Venant N1			117.682	11.320
	Plancher étage	16.980	0.9	49.18	15.282
	Poutre principale			15.28	/
	Poutre secondaires			11.25	/
				193.392	26.602

N3	Venant N2			193.392	26.602
	Poteaux			21.03	/
	Mur extérieur			43.665	/
	7^{ème}			258.087	26.602
N4	Venant N3			258.087	26.602
	Plancher étage	16.980	0.8	49.18	13.584
	Poutre principale			15.28	/
	Poutre secondaires			11.25	/
				333.797	40.186
N5	Venant N4			333.797	40.186
	Poteaux			21.03	/
	Mur extérieur			43.665	/
	6^{ème}			398.492	40.186
N6	Venant N5			398.492	40.186
	Plancher étage	16.980	0.7	49.18	11.886
	Poutre principale			15.28	/
	Poutre secondaires			11.25	/
				474.202	52.072
N7	Venant N6			474.202	52.072
	Poteaux			21.03	/
	Mur extérieur			43.665	/
	5^{ème}			538.897	52.072
N8	Venant N7			538.897	52.072
	Plancher étage	16.980	0.6	49.18	10.188
	Poutre principale			15.28	/
	Poutre secondaires			11.25	/
				614.607	62.26
N9	Venant N8			614.607	62.26
	Poteaux			21.03	/
	Mur extérieur			43.665	/
	4^{ème}			679.302	62.26
N10	Venant N9			679.302	62.26
	Plancher étage	16.980	0.5	49.18	8.49
	Poutre principale			15.28	/

	Poutre secondaires			11.25	/
				755.012	70.75
N11	Venant N10			755.012	70.75
	Poteaux			21.03	/
	Mur extérieur			43.665	/
	3^{ème}			819.707	70.75
N12	Venant N11			819.707	70.75
	Plancher étage	16.980	0.5	49.18	8.49
	Poutre principale			15.28	/
	Poutre secondaires			11.25	/
				895.417	79.24
N13	Venant N12			895.417	79.24
	Poteaux			21.03	/
	Mur extérieur			43.665	/
	2^{ème}			960.112	79.24
N14	Venant N13			960.112	79.24
	Plancher étage	16.980	0.5	49.18	8.49
	Poutre principale			15.28	/
	Poutre secondaires			11.25	/
				1035.822	87.73
N15	Venant N14			1035.822	87.73
	Poteaux			21.03	/
	Mur extérieur			43.665	/
	1^{ème}			1100.517	87.73
N16	Venant N17			1100.517	87.73
	Plancher RDC	16.980	0.5	49.18	8.49
	Poutre principale			15.28	/
	Poutre secondaires			11.25	/
				1176.227	96.22
N17	Venant N18			1176.227	96.22
	Poteaux			21.03	/
	Mur extérieur			43.665	/
TOTAL	RDC			1240.922	96.22

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 1240.922 + 1,5 \times 96.22 = 1819.574 \text{KN}$$

$$N_u = 1.1 \times 1819.547 = 2001.532 \text{KN}$$

$$N_s = G + Q = 1240.922 + 96.22 = 1337.142 \text{KN}$$

$$N_s = 1.1 \times 1337.142 = 1470.85 \text{KN}$$

➤ **Calcul de la section du poteau :**

$$Br \geq 0.064 N_u = 0.064 \times 10^{-3} \times 2001.532 = 0.128$$

Et on a : $Br = (h - 0.02)(b - 0.02)$

Si on adopte : $b = 0.30 \text{ m}$, donc :

$$Br = (h - 0.02)(0.30 - 0.02) = (h - 0.02) \times 0.28 \geq 0.128 \Rightarrow h \geq 0.437 \text{m}$$

Donc on adopte : $b = 0.30 \text{m}$

$$h = 0.50 \text{m}$$

• **Vérification :**

➤ **Vérification de la section du poteau :**

On doit vérifier que :

$$\Rightarrow Br = (h - 0.02)(b - 0.02) \geq 0.064 N_u$$

$$\Rightarrow Br = (0.50 - 0.02)(0.30 - 0.02) = 0.134 \dots \dots (1)$$

$$\Rightarrow 0.064 N_u = 0.128 \text{ m}^2 \dots \dots (2)$$

$$\Rightarrow (1) > (2) \dots \dots (CV)$$

➤ **Vérification de flambement :**

Pour une section rectangulaire : $I = \frac{bh^3}{12}$ et $B = b \times h \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}}$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = 0.7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{h} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.50} = 14.840 < 35 \dots \dots (CV)$$

➤ **Vérification les conditions de RPA99/Version 2003 :**

Pour la zone **IIa**, il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\times \text{Min}(b ; h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(30 ; 50) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots (CV)$$

$$\times \text{Min}(b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{min}(30 ; 50) = 30 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \dots (CV)$$

$$\times \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} = 0.25 < \frac{0.30}{0.50} = 0.6 < 4 \dots \dots (CV)$$

Le dimensionnement du poteau central :

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 7.4.1 page 48]** : Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Le dimensionnement de la section de poteau centrale est représenté dans le tableau suivant :

Etage	Nu (KN)	N _u majoré (KN)	0.064 × N _u majoré	b (m)	h (m)	L ₀ (m)	λ	Condition : λ < 35
RDC	1240.922	13650.014	0.087	0.30	0.50	3.06	14.840	CV
1 ère étage	1100.517	1210.568	0.077	0.25	0.45	3.06	16.489	CV
2 ème étage	960.112	1056.123	0.067	0.25	0.45	3.06	16.489	CV
3 ème étage	819.707	901.677	0.058	0.25	0.45	3.06	16.489	CV
4 ème étage	679.302	747.232	0.048	0.20	0.40	3.06	18.55	CV
5 ème étage	538.897	592.786	0.038	0.20	0.40	3.06	18.55	CV
6 ème étage	398.492	438.341	0.028	0.20	0.40	3.06	18.55	CV
7 ème étage	258.087	283.895	0.018	0.15	0.35	3.06	21.20	CV
8 ème étage	117.682	129.450	0.008	0.15	0.35	3.06	21.20	CV
tirasse	96.652	106.317	0.006	0.15	0.35	3.06	21.20	CV

Tableau 10 : Résultat de pré dimensionnement de la section du poteau d'angle

III.11.3. Poteau de rive(D-4) :

Le poteau rive le plus sollicité est (D-4) :

➤ Niveau RDC :

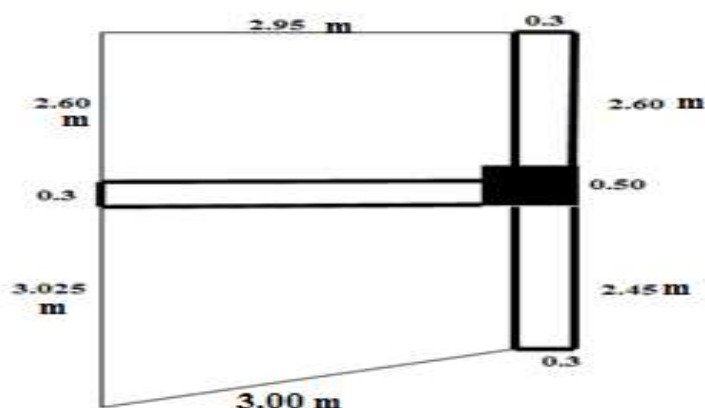


Figure. III.14. Poteau de rive

• Plancher étage ;

$$S = \frac{(2.95 \times 2.60) + (3.025 + 2.45)}{2} \times 2.95 = 15.74 \text{ m}^2$$

$$G = 15.745 \times 5.4 = 85.023 \text{ KN}$$

$$Q = 15.745 \times 1.5 = 23.618 \text{ KN}$$

• Poutre secondaire ;

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.75) = 10.312 \text{ KN}$$

• Poutre principale ;

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.60 + 2.45) = 18.937 \text{ KN}$$

- **Poteaux ;**

$$G=0,50 \times 0,50 \times 25 \times 3,06 = 19.125 \text{ KN}$$

- **Mur intérieur ;**

$$G=1.2 \times [(3,06 - 0,45) \times (2.75)] = 8.613 \text{ KN}$$

- **Mur extérieur ;**

$$G=2,8 \times [(3.06 - 0.45) \times (2.45 + 2.60)] = 36.905 \text{ KN}$$

➤ **Niveau 1^{ère} 2^{ème} et 3^{ème} étage :**

- **Plancher étage ;**

$$S = \frac{(2.95 \times 2.60) + (3.025 + 2.45)}{2} \times 2.95 = 15.74 \text{ m}^2$$

$$G = 15.745 \times 5.4 = 85.023 \text{ KN}$$

$$S' = \frac{(3.25 \times 2.60) + (3.325 + 3.25)}{2} = 17.712 \text{ m}^2$$

$$Q = (1,50 \times 17.712) = 26.568 \text{ KN}$$

- **Poutre secondaire ;**

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.75) = 10.312 \text{ KN}$$

- **Poutre principale ;**

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.60 + 2.45) = 18.937 \text{ KN}$$

- **Poteaux ;**

$$G = 0,50 \times 0,50 \times 25 \times 3,06 = 19.125 \text{ KN}$$

- **Mur intérieur ;**

$$G = 1.2 \times [(3,06 - 0,45) \times (2.75)] = 8.613 \text{ KN}$$

- **Mur extérieur ;**

$$G = 2,8 \times [(3.06 - 0.45) \times (2.45 + 2.60)] = 36.905 \text{ KN}$$

➤ **Niveau 4^{ème} à 6^{ème} étage :**

- **Plancher étage ;**

$$S = \frac{(2.95 \times 2.60) + (3.025 + 2.45)}{2} \times 2.95 = 15.74 \text{ m}^2$$

$$G = 15.745 \times 5.7 = 85.023 \text{ KN}$$

$$S' = \frac{(3.25 \times 2.60) + (3.325 + 3.25)}{2} = 17.712 \text{ m}^2$$

$$Q = (1,50 \times 17.712) = 26.568 \text{ KN}$$

- **Poutre secondaire ;**

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.75) = 10.312 \text{ KN}$$

- **Poutre principale ;**

$$G=0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.60+2.45)=18.937 \text{ KN}$$

•Poteaux ;

$$G=0,50 \times 0,50 \times 25 \times 3,06 =19.125 \text{ KN}$$

•Mur intérieur ;

$$G=1.2 \times [(3,06 -0,45) \times (2.75)] =8.613 \text{ KN}$$

•Mur extérieur ;

$$G=2,8 \times [(3.06-0.45) \times (2.45+2.60)]=36.905 \text{ KN}$$

➤ Niveau 7^{ème} et 8^{ème} étage :

•Plancher terrasse;

$$S=\frac{(2.95 \times 2.60)+(3.025+2.45)}{2} \times 2.95=15.74 \text{ m}^2$$

$$G=(6.53 \times 15.74) = 102.782 \text{ KN}$$

$$S'=\frac{(3.25 \times 2.60)+(3.325+3.25)}{2} = 17.712 \text{ m}^2$$

$$Q=(1 \times 17.712) = 17.712 \text{ KN}$$

•Plancher étage ;

$$S=\frac{(2.95 \times 2.60)+(3.025+2.45)}{2} \times 2.95=15.74 \text{ m}^2$$

$$G=15.745 \times 5.4=85.023 \text{ KN}$$

$$S'=\frac{(3.25 \times 2.60)+(3.325+3.25)}{2} = 17.712 \text{ m}^2$$

$$Q=(1,50 \times 17.712) = 26.568 \text{ KN}$$

•Poutre secondaire ;

$$G=0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.75)= 10.312 \text{ KN}$$

•Poutre principale ;

$$G=0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.60+2.45)=18.937 \text{ KN}$$

•Poteaux ;

$$G=0,50 \times 0,50 \times 25 \times 3,06 =19.125 \text{ KN}$$

•Acrotère:

$$L=2.6+2.45+2.75=7.8 \text{ m}$$

$$G=1,7125 \times 7.8 = 13.357 \text{ KN}$$

	Elément	Surcharge avant Dégression	Coefficient de dégression	G(KN)	Q(KN)
N0	Planchers terrasse	17.712	1	102.782	17.712
	Poutre principales			18.937	/

	Poutre secondaire			10.321	/
	Acrotère			13.357	/
		17.712	17.712	145.397	17.712
N1	Venant N0			145.397	17.712
	Poteaux			19.125	/
	8^{ème}			164.522	17.712
N2	Venant N1		0.9	164.522	17.712
	Plancher étage	26.658		85.023	23.992
	Poutre principale			18.937	/
	Poutre secondaires			10.312	/
			23.992	278.794	41.704
N3	Venant N2			278.794	41.704
	Poteaux			19.125	/
	Mur extérieur			36.908	/
	Mur intérieur			8.613	/
	7^{ème}			343.44	41.704
N4	Venant N3		0.8	343.44	41.704
	Plancher étage	26.658		85.023	21.326
	Poutre principale			18.750	/
	Poutre secondaires			10.312	/
			23.326	457.525	63.03
N5	Venant N4			457.525	63.03
	Poteaux			19.125	/
	Mur intérieur			8.613	/
	Mur extérieur			36.608	/
	6^{ème}			521.871	63.03
N6	Venant N5		0.7	521.871	63.03
	Plancher étage	23.658		85.023	18.660
	Poutre principale			18.937	/
	Poutre secondaires			10.312	/

			18.660	636.143	81.69
N7	Venant N6			636.143	81.69
	Poteaux			19.125	/
	Mur intérieur			8.613	/
	Mur extérieur			36.608	/
	5^{ème}			700.489	81.69
N8	Venant N7		0.6	700.489	81.69
	Plancher étage	26.658		85.023	15.994
	Poutre principale			18.937	/
	Poutre secondaires			10.321	/
			15.994	814.77	97.684
N9	Venant N8			814.77	97.684
	Poteaux			19.125	/
	Mur intérieur			8.613	/
	Mur extérieur			36.608	/
	4^{ème}			879.116	97.684
N10	Venant N9			879.116	97.684
	Plancher étage	26.658	0.5	85.023	13.329
	Poutre principale			18.937	/
	Poutre secondaires			10.312	/
			13.329	993.388	111.013
N11	Venant N10			993.388	111.013
	Poteaux			19.125	/
	Mur intérieur			8.613	/
	Mur extérieur			36.608	/
	3^{ème}			1057.734	111.013
N10	Venant N9			1057.734	111.013
	Plancher étage	26.658	0.5	85.023	13.329
	Poutre principale			18.937	/
	Poutre secondaires			10.312	/

			13.329	1172.006	124.342
N11	Venant N10			1172.006	124.342
	Poteaux			19.125	/
	Mur intérieur			8.613	/
	Mur extérieur			36.608	/
	2^{ème}			1236.352	124.342
N10	Venant N9			1236.352	124.342
	Plancher étage	26.658	0.5	85.023	13.329
	Poutre principale			18.937	/
	Poutre secondaires			10.312	/
			13.329	1350.624	137.671
N11	Venant N10			1350.624	137.671
	Poteaux			19.125	/
	Mur intérieur			8.613	/
	Mur extérieur			36.608	/
	1^{ère}			1414.97	137.671
N10	Venant N9			1414.97	137.671
	Plancher étage	26.658	0.5	85.023	13.329
	Poutre principale			18.937	/
	Poutre secondaires			10.312	/
		26.658	13.329	1529.242	151
N11	Venant N10			1529.242	151
	Poteaux			19.125	/
	Mur intérieur			8.613	/
	Mur extérieur			36.608	/
	RDC			1593.588	151

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 1593.588 + 1,5 \times 151 = 2377.843 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.1 \times 2377.843 = 2615.628 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 1593.588 + 151 = 1744.588 \text{ KN}$$

$$N_s = 1.1 \times 1744.588 = 1919.046 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de la section du poteau :**

$$Br. \geq 0.064 N_u = 0.064 \times 10^{-3} \times 2615.628 = \mathbf{0.167}$$

Et on a : $Br. = (h - 0.02) (b - 0.02)$

Si on adopte : $b = \mathbf{0.40 m}$, donc :

$$Br. = (h - 0.02) (0.40 - 0.02) = (h - 0.02) \times 0.38 \geq 0.167 \Rightarrow h \geq 0.456 m$$

Donc on adopte : $b = \mathbf{0.40 m}$

$$h = \mathbf{0.50m}$$

• **Vérification :**

➤ **Vérification de la section du poteau :**

On doit vérifier que : $Br. = (h - 0.02) (b - 0.02) \geq 0.064 N_u$

$$\Rightarrow Br. = (0.50 - 0.02) (0.40 - 0.02) = \mathbf{0.182} \dots\dots (1)$$

$$\Rightarrow \mathbf{0.064 N_u = 0.167 m^2} \dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow (1) > (2) \dots\dots (CV)$$

➤ **Vérification de flambement :**

Pour une section rectangulaire : $I = \frac{bh^3}{12}$ et $B = b \times h \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}}$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l\sqrt{12}}{h} = 0.7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{h} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.50} = 14.84 < 35 \dots\dots (CV)$$

➤ **Vérification les conditions de RPA99/Version 2003 :**

Pour la zone **IIa**, il faut vérifier les conditions suivantes :

* $\text{Min} (b ; h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min} (40 ; 50) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$

* $\text{Min} (b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{min} (40 ; 50) = 40 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$

* $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} = 0.25 < \frac{0.40}{0.50} = 0.80 < 4 \dots\dots\dots (CV)$

Le dimensionnement du poteau central :

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 7.4.1 page 48]**

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Le dimensionnement de la section de poteau centrale est représenté dans le tableau suivant :

Etage	Nu (KN)	N _u majoré (KN)	0.064 × N _u majoré	b (m)	h (m)	L ₀ (m)	λ	Condition : λ < 35
RDC	1625.887	1788.475	0.114	0.40	0.50	3.06	13.49	CV
1 ^{ère} étage	1442.537	1586.790	0.101	0.35	0.45	3.06	14.84	CV

2 ^{ème} étage	1259.187	1385.105	0.088	0.35	0.45	3.06	14.84	CV
3 ^{ème} étage	1075.842	1183.426	0.075	0.35	0.45	3.06	14.84	CV
4 ^{ème} étage	892.497	981.746	0.062	0.30	0.40	3.06	16.48	CV
5 ^{ème} étage	709.152	780.067	0.049	0.30	0.40	3.06	16.48	CV
6 ^{ème} étage	525.807	578.387	0.037	0.30	0.40	3.06	16.48	CV
7 ^{ème} étage	342.649	376.913	0.024	0.25	0.35	3.06	18.55	CV
8 ^{ème} étage	159.004	174.904	0.011	0.25	0.35	3.06	18.55	CV
tirasse	139.879	153.866	0.009	0.25	0.35	3.06	18.55	CV

Tableau 11: Résultat de pré dimensionnement de la section du poteau rive

III.11.4. Poteau centrale "D-3» :

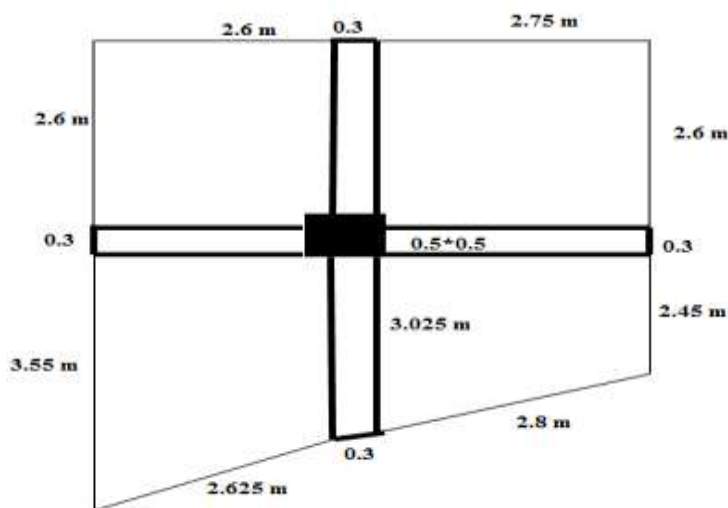


Figure. III.15. Poteau centre

➤ Niveau et RDC :

• Plancher :

$$S = (2.6 \times 2.6) + (2.75 \times 2.6) + \frac{(3.025 + 2.45)}{2} \times 2.75 + \frac{(3.55 + 3.025)}{2} \times 2.6 = 29.985 \text{ m}^2$$

$$G = (29.985 \times 5.4) = 161.919 \text{ KN}$$

$$Q = (1.50 \times 29.985) = 44.978 \text{ KN}$$

• Poutre principale :

$$G = 0.30 \times 0.50 \times 25 \times (2.6 + 3.025) = 21.093 \text{ KN}$$

• Poutre secondaire :

$$G = 0.30 \times 0.50 \times 25 \times (2.6 + 2.75) = 20.062 \text{ KN}$$

• Poteaux :

$$G = 0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3,06 = 19.125 \text{ KN}$$

➤ Niveau 1^{ère} et 2^{ème} et 3^{ème} étage :

• Plancher étage :

$$S = (2.6 \times 2.6) + (2.75 \times 2.6) + \frac{(3.025 + 2.45)}{2} \times 2.75 + \frac{(3.55 + 3.025)}{2} \times 2.6 = 29.985 \text{ m}^2$$

$$G = (29.985 \times 5.4) = 161.919 \text{ KN}$$

$$S' = (2.90 \times 2.90) + (2.90 \times 2.75) + \frac{(3.025 + 2.45)}{2} \times 2.75 + \frac{(3.55 + 3.025)}{2} \times 2.9 = 33.446 \text{ m}^2$$

$$Q = (1,50 \times 33.446) = 50.169 \text{ KN}$$

• Poutre principale :

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.6 + 3.025) = 21.093 \text{ KN}$$

• Poutre secondaire :

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.6 + 2.75) = 20.062 \text{ KN}$$

• Poteaux :

$$G = 0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3,06 = 19.125 \text{ KN}$$

➤ Niveau 4^{ème} et 5^{ème} à 6^{ème} :

• Plancher étage :

$$S = (2.6 \times 2.6) + (2.75 \times 2.6) + \frac{(3.025 + 2.45)}{2} \times 2.75 + \frac{(3.55 + 3.025)}{2} \times 2.6 = 29.985 \text{ m}^2$$

$$G = (29.985 \times 5.4) = 161.919 \text{ KN}$$

$$S' = (2.90 \times 2.90) + (2.90 \times 2.75) + \frac{(3.025 + 2.45)}{2} \times 2.75 + \frac{(3.55 + 3.025)}{2} \times 2.9 = 33.446 \text{ m}^2$$

$$Q = (1.50 \times 33.446) = 50.169 \text{ KN}$$

• Poutre principale :

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.6 + 3.025) = 21.093 \text{ KN}$$

• Poutre secondaire :

$$G = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.6 + 2.75) = 20.062 \text{ KN}$$

• Poteaux :

$$G = 0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3,06 = 19.125 \text{ KN}$$

➤ Niveau 7^{ème} et 8^{ème} :

• Plancher terrasse ;

$$S = (2.6 \times 2.6) + (2.75 \times 2.6) + \frac{(3.025 + 2.45)}{2} \times 2.75 + \frac{(3.55 + 3.025)}{2} \times 2.6 = 29.985 \text{ m}^2$$

$$G = 6.53 \times 29.985 = 195.802 \text{ KN}$$

$$S' = (2.90 \times 2.90) + (2.90 \times 2.75) + \frac{(3.025 + 2.45)}{2} \times 2.75 + \frac{(3.55 + 3.025)}{2} \times 2.9 = 33.446 \text{ m}^2$$

$$Q = (1 \times 33.446) = 33.446 \text{ KN}$$

• **Plancher étage :**

$$S=(2.6 \times 2.6)+(2.75 \times 2.6)+\frac{(3.025+2.45)}{2} \times 2.75+\frac{(3.55+3.025)}{2} \times 2.6=29.985 \text{m}^2$$

$$G=(29.985 \times 5.4)=161.919 \text{KN}$$

$$S'=(2.90 \times 2.90)+(2.90 \times 2.75)+\frac{(3.025+2.45)}{2} \times 2.75+\frac{(3.55+3.025)}{2} \times 2.6=33.446 \text{m}^2$$

$$Q=(1,50 \times 33.446)=50.169 \text{KN}$$

• **Poutre principale :**

$$G=0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.6+3.025)=21.093 \text{KN}$$

• **Poutre secondaire :**

$$G=0,30 \times 0,50 \times 25 \times (2.6+2.75)=20.062 \text{KN}$$

• **Poteaux :**

$$G=0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3,06=19.125 \text{ KN}$$

	Elément	Surcharge avant Dégression	Coefficient de dégression	G(KN)	Q(KN)
N0	Planchers terrasse	33.446	1	195.802	33.446
	Poutre principales			21.093	/
	Poutre secondaire			20.062	/
		33.446	33.446	236.957	33.446
N1	Venant N0			236.957	33.446
	Poteaux			19.125	/
	8^{ème}			256.082	33.446
N2	Venant N1		0.9	256.082	33.446
	Plancher étage	50.169		161.919	45.152
	Poutre principale			21.093	/
	Poutre secondaires			20.062	/
			45.152	459.156	78.598
N3	Venant N2			459.156	78.598
	Poteaux			19.125	/

	7^{ème}			478.281	78.598
N4	Venant N3		0.8	478.281	78.598
	Plancher étage	50.169		161.919	40.135
	Poutre principale			21.093	/
	Poutre secondaires			20.062	/
		27.949	22.359	681.355	118.733
N5	Venant N4			681.355	118.733
	Poteaux			19.125	/
	6^{ème}			700.480	118.733
N6	Venant N5		0.7	700.480	118.733
	Plancher étage	50.169		161.919	35.118
	Poutre principale			21.093	/
	Poutre secondaires			20.062	/
		27.949	19.564	925.483	153.851
N7	Venant N6			925.483	153.851
	Poteaux			19.125	/
	5^{ème}			944.608	153.851
N8	Venant N7		0.6	944.608	153.851
	Plancher étage	50.169		161.919	30.101
	Poutre principale			21.093	/
	Poutre secondaires			20.062	/
		27.494	16.769	1147.682	183.952
N9	Venant N8			1147.682	183.952
	Poteaux			19.125	/
	4^{ème}			1166.807	183.952
N10	Venant N9			1166.807	183.952
	Plancher étage	50.169	0.5	161.919	25.084

	Poutre principale			21.093	/
	Poutre secondaires			20.062	/
		35.513	17.756	1369.881	209.036
N11	Venant N10			1369.881	209.036
	Poteaux			19.125	/
	3^{ème}			1389.006	209.036
N10	Venant N9			1389.006	209.036
	Plancher étage	50.169	0.5	161.919	25.084
	Poutre principale			21.093	/
	Poutre secondaires			20.062	/
		35.513	17.756	1592.080	234.12
N11	Venant N10			1592.080	234.12
	Poteaux			19.125	/
	2^{ème}			1611.205	234.12
N10	Venant N9			1611.205	234.12
	Plancher étage	50.169	0.5	161.919	25.084
	Poutre principale			21.093	/
	Poutre secondaires			20.062	/
		35.513	17.756	1814.279	259.204
N11	Venant N10			1814.279	259.204
	Poteaux			19.125	
	1^{ère}			1833.404	259.204
N10	Venant N9			1833.404	259.204
	Plancher étage	50.169	0.5	161.919	25.084
	Poutre principale			21.093	/
	Poutre secondaires			20.062	/

		23.558	11.779	2036.478	284.288
N11	Venant N10			2036.478	284.288
	Poteaux			19.125	/
	RDC			2055.603	284.288

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 2055,603 + 1,5 \times 284,288 = 3201,496 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,1 \times 3201,496 = 3521,645 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 2055,603 + 284,288 = 2339,891 \text{ KN}$$

$$N_s = 1,1 \times 2339,891 = 2573,880 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de la section du poteau :**

$$Br \geq 0,064 N_u = 0,064 \times 10^{-3} \times 3521,645 = 0,225$$

$$\text{Et on a : } Br = (h - 0,02) (b - 0,02)$$

Si on adopte : **b = 0,45m**, donc :

$$Br = (h - 0,02) (0,45 - 0,02) = (h - 0,02) \times 0,43 \geq 0,225 \Rightarrow h \geq 0,543 \text{ m}$$

Donc on adopte : **b = 0,45 m**

$$h = 0,60 \text{ m}$$

• **Vérification :**

➤ **Vérification de la section du poteau :**

On doit vérifier que : $Br = (h - 0,02) (b - 0,02) \geq 0,064 N_u$

$$\Rightarrow Br = (0,60 - 0,02) (0,45 - 0,02) = 0,249 \dots\dots (1)$$

$$\Rightarrow 0,064 N_u = 0,225 \text{ m}^2 \dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow (1) > (2) \dots\dots (CV)$$

➤ **Vérification de flambement :**

Pour une section rectangulaire : $I = \frac{bh^3}{12}$ et $B = b \times h \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}}$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = 0,7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{h} = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,60} = 12,36 < 35 \dots\dots (CV)$$

➤ **Vérification les conditions de RPA99/Version 2003 :**

Pour la zone **IIa**, il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\times \text{Min} (b ; h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min} (45 ; 60) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots (CV)$$

$$\times \text{Min} (b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{min} (45 ; 60) = 45 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots (CV)$$

$$\star \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} = 0.25 < \frac{0.45}{0.60} = 0.75 < 4 \dots\dots\dots (CV)$$

Le dimensionnement du poteau central :

Selon RPA99/Version 2003 [Art 7.4.1 page 48] :

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Le dimensionnement de la section de poteau centrale est représenté dans le tableau suivant :

Etage	N _u (KN)	N _u majoré (KN)	0.064 × N _u majoré	b (m)	h (m)	L ₀ (m)	λ	Condition : λ < 35
RDC	2095.132	2304.645	0.147	0.45	0.60	3.06	12.36	CV
1 ^{ère} étage	1863.935	2050.328	0.131	0.40	0.55	3.06	13.49	CV
2 ^{ème} étage	1632.738	1796.011	0.114	0.40	0.55	3.06	13.49	CV
3 ^{ème} étage	1401.541	1541.695	0.098	0.40	0.55	3.06	13.49	CV
4 ^{ème} étage	1170.344	1287.378	0.082	0.35	0.50	3.06	14.84	CV
5 ^{ème} étage	939.147	1033.061	0.066	0.35	0.50	3.06	14.84	CV
6 ^{ème} étage	707.95	778.745	0.049	0.35	0.50	3.06	14.84	CV
7 ^{ème} étage	476.628	524.290	0.033	0.30	0.45	3.06	16.48	CV
8 ^{ème} étage	245.556	270.111	0.017	0.30	0.45	3.06	16.48	CV
terrasse	226.431	249.074	0.015	0.30	0.45	3.06	16.48	CV

Tableau 12: Résultat de pré dimensionnement de la section du poteau centrale.

CHAPITRE IV



CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les planchers en corps creux et en dalle pleine et les balcons.
- Les escaliers

IV.2. L'Acrotère :

IV.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base soumise à son poids propre (G) et à une surcharge horizontale (Q) et réalise en béton armé. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement qui se trouve à la base pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS.

Il a pour rôle de :

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

IV.2.2. Dimensions et modélisation de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (IV.1) :

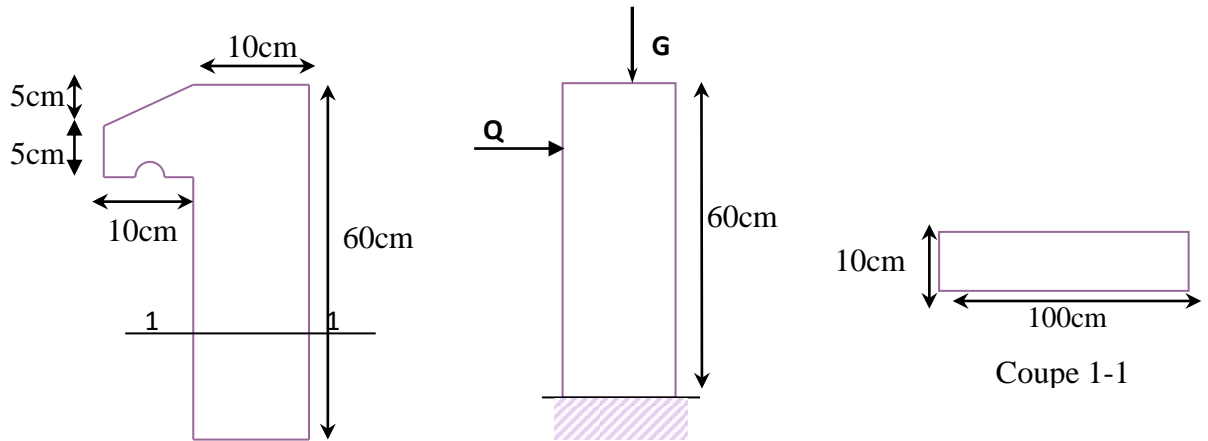


Figure. IV.1. Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.

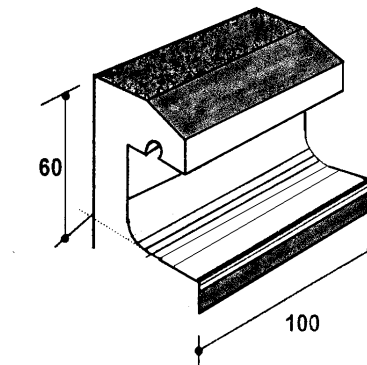


Figure. IV.2. Schéma descriptif

IV.2.3. Etude de l'acrotère :

IV.2.3.1. Evaluation des charges

- la surface : $G = \left(\frac{0.05 \times 0.1}{2}\right) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ KN/m}$
- Le poids propre de l'acrotère est : $G = 25 \times 0.0685 = 1.6875 \text{ KN/m}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

a. Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA 99 v 2003** (article 6.2.30) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times w_p$.6-3)

Pour la **Zone II** groupe **2** D'après le **RPA** on a : $A=0.15$, Avec : $C_p=0.80$

$$W_p = 1.6875 \text{ NK/m}$$

D'où : A : coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA)

C_p : Facteur de force horizontale (élément en console). Donnés par le tableau (6.1)

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 1,6875 \Rightarrow F_p = 1,35 \text{ KN/m}$$

$$\text{Pour G : } \begin{cases} N_G = 1,6875 \text{ KN/ml,} \\ M_G = 0 \\ T_G = 0 \end{cases}$$

$$\text{Pour Q : } \begin{cases} N_Q = 0 \\ M_Q = Q \times H = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m} \\ T_Q = Q = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } F_p : \begin{cases} N_{FP} = 0 \\ M_{FP} = 0,6 \times 1,6875 = 1,0125 \text{ KN/ml} \\ V_{FP} = F_p = 1,6875 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

On a : $F_p > Q$; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- ⇒ Poids propre : $N_G = 1,6875 \text{ KN/ml}$
- ⇒ Surcharges : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$
- ⇒ Un moment : $M_E = Q \cdot h = 1,00 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN/m}$.
- ⇒ Un effort tranchant : $T_Q = 1,00 \text{ KN}$

IV.2.3.2. Calcul des sollicitations :

a) ELU :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,6875 = 2,278 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,5 M_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

b) ELS :

$$N_{ser} = N_G = 1,6875 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = T_Q = 1 \text{ KN}$$

	Moment (K N.m)	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)
ELU	$M_u = 1,5$	$N_u = 2,278$	$T_U = 1,5$
ELS	$M_{ser} = 0,6$	$N_{ser} = 1,6875$	$T_U = 1$

Tableau. IV.1. Evaluation des sollicitations.

IV.2.3.3. La position de centre de pression :

⇒ **L'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.5}{2.278} = 0.6584\text{m} = \mathbf{65.84\text{ cm}}$$

⇒ **La nature de la section :**

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66\text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ le centre de pression 'c' se trouve en dehors de la section.

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

➤ **Vérification de flambement :**

D'après l'article B.8.3.2 du CBA93 le calcul se fait à l'état limite ultime ; notre acrotère est

assimilé à une console : $l_f = 2l_0 = 2 \times 0.60 = 1.2$, $\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h}$

l_f : Longueur de flambement
 h : épaisseur d acrotère
 λ : L'élancement

$$\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h} = 1.2 \times \frac{\sqrt{12}}{0.1} = \mathbf{41.56}$$

➤ **Vérification de l'élancement :**

$$\lambda_{\max} \leq \text{Max} \left\{ 50; \min \left[e_0 = \frac{67e_0}{h}; 100 \right] \right\}$$

$$e_0 = \frac{67e_0}{h} = \frac{67 \times 0.6584}{0.1} = 441.128$$

$$\lambda_{\max} \leq \text{Max} \{ 50; \min[441.128; 100] \} \rightarrow \lambda_{\max} = \mathbf{100}$$

$$\lambda = 41.56 \leq \lambda_{\max} = \mathbf{100} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc : donc pas de risque de flambement

➤ **L'excentricité totale :**

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2$$

e_{tot} : L'excentricité totale de calcul.

e_a : excentricité additionnelle.

e_2 : excentricité dus à l'effort second ordre

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{ cm}; \frac{l}{250} \right\} \rightarrow \text{Max} \left\{ 2\text{ cm}; \frac{60}{250} \right\} \rightarrow \text{Max} \{ 2\text{ cm}; 0.24 \}$$

$$e_a = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \left[\frac{(3 \times I_f)}{(h \times 10^4)} \right] \times (2 + \alpha \varphi)$$

$$\alpha = 10 * \frac{1 - M_u}{1.5 * M_{ser}} = 0; \quad \emptyset = 2 \text{ car } \mathbf{G} \text{ ne crée aucun moment } e_2 = 0.086 \text{ m} =$$

$$0.86 \text{ cm } e_{tot} = 65.84 + 2 + 0.86 = 6$$

➤ **Les sollicitations majorées :**

1. Calcul de coefficient de majoration δ_f :

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left[1 + 0.15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \left(\frac{h}{e_0} \right); 1.4 \right] & \text{si: } \frac{e_0}{h} > 0.75 \\ 1 + 0.15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si: } \frac{e_0}{h} < 0.75 \end{cases}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.6584}{0.1} = 6.58 > 0.75$$

$$\delta_f = \min \left[1 + 0.15 \times \left(\frac{41.56}{35} \right)^2 \times \frac{0.1}{0.6584}; 1.4 \right] \rightarrow \min[0.246; 1.4] \rightarrow \delta_f = 0.246$$

2. Etat limite ultime :

$$M_u^* = N_u^* \times e_{tot} = 2.278 \times 0.687 = 1.564 \text{ KN}$$

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 0.246 \times 2.278 = 0.560 \text{ KN.m}$$

3. Etat limite service :

$$N_{ser}^* = \delta_f \times N_{ser} = 0.246 \times 1.6875 = 0.415 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^* = N_{ser}^* \times e_{tot} = 1.6875 \times 0.687 = 1.159 \text{ KN.m}$$

IV.2.3.4. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fait sur une bonde de 1 m soumise à la flexion composée

✓ **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire av

- $h = 10 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 8 \text{ cm}$

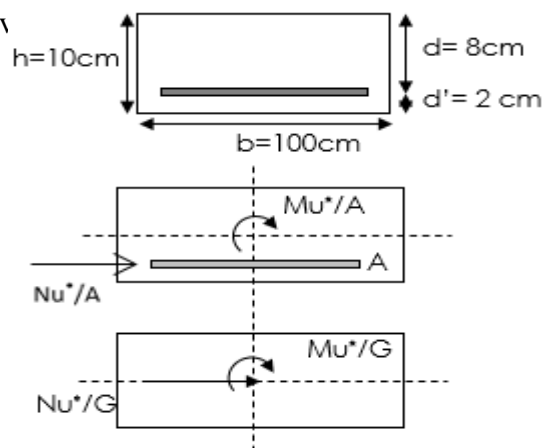


Figure. IV.3. Coupes transversales de l'acrotère.

a) La position de centre de pression :

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{1.564}{0.560} = 2.79\text{m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016\text{m} = 1.66\text{ cm}$$

$e > e_0$: La section est partiellement comprimée (SPC).

b. Calcul à la flexion simple :

Le calcul des sollicitations par rapport à l'acier tendu :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16\text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{ Mpa}$$

✓ Calcul des armatures :

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.564 + 0.560 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.063\text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.063 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.16} = 0.012$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Section simplement armée (pas d'acier comprimé)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.015$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 7.95\text{ cm}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \times \sigma_s} = \frac{0.063 \times 10^6}{7.95 \times 10 \times 348} = 0.78\text{ cm}^2$$

$$A_{su} = A_{su}^* - \frac{N_u^*}{\sigma_s} = 0.78 - \frac{0.560 \times 10^3}{348} = 0.76\text{ cm}^2$$

✓ Calcul à l'ELS :**✓ Position du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.159}{0.415} = 2.79\text{ m} = 27.9\text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66\text{ cm}$$

$e_s > e_0$: La section est partiellement comprimée (S.P.C)

✓ Calcul a la flexion simple :**➤ La contrainte du béton :**

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

➤ **La contrainte de l'acier :**

Fissuration préjudiciable : $\eta=1.6$

$$\overline{\sigma}_{sc} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} = \min \{ 266.66 ; 240 \} = 240 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{sc} = 240 \text{ MPa}$$

✓ **Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues :**

$$M_{ser}^a = M_{ser}^* + N_{ser}^* \times \left(d - \frac{h}{2} \right) ; \text{ avec } d = 8 \text{ cm}$$

$$M_{ser}^a = 1.159 + 0.415 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.37 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul du moment limite service « M_{il} » :**

$$M_{il} = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\left(\frac{\alpha_r}{2} \right)}{\left(1 - \frac{\alpha_r^2}{3} \right)}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \overline{\sigma}_{sc}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 240} = 0.484$$

$$\mu_r = 0.27 \rightarrow M_i = 0.27 \times 0.08^2 \times 1 \times 15 \times 10^3 = 25.92 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser}^a = 1.37 < M_i = 25.92 \rightarrow (\text{Pas d'armateurs comprimés } A' = 0)$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0.067 \text{ cm}$$

$$A_s^* = \frac{M_{ser}^a}{z \times \sigma_s} = \frac{1.37 \times 10^6}{0.067 \times 10^3 \times 240} = 85.19 \text{ mm}^2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s^* - \left[\frac{N_{ser}^*}{\sigma_s} \right] = 85 \times 10^2 - \left[\frac{0.415 \times 10^3}{240} \right] = 83.27 = 0.83 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage minimal :**

$$A_{s \min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1000 \times 80 = 96.6 \text{ mm}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s > \text{Max} \{ A_s ; A_{su} ; A_{s \min} \} \rightarrow \text{Max} \{ 0.85 ; 0.78 ; 0.966 \} \rightarrow A_s \geq 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte le ferraillage : } \mathbf{4HA8} \rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

2. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 2.5 ; 5 \text{ Mpa} \}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \rightarrow V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.0187 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires :**

1. Armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

on adopte 3HA8 $\rightarrow A_r = 1.15 \text{ cm}^2$

2. L'espacement Maximal :

$$S_t \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}] = \min [30 ; 33] = 30 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Dans le sens le moins sollicité**

$$S_t \leq \min [4h ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

soit : $s_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Schéma de ferrailage :**

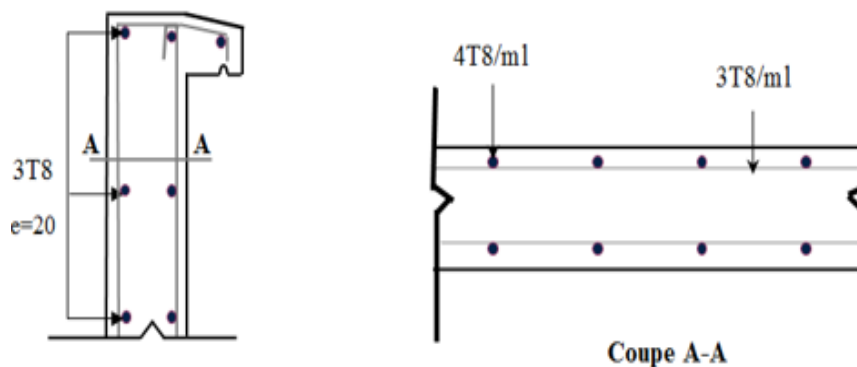


Figure. IV.4. Schéma de ferrailage.

IV.3. Les escaliers :

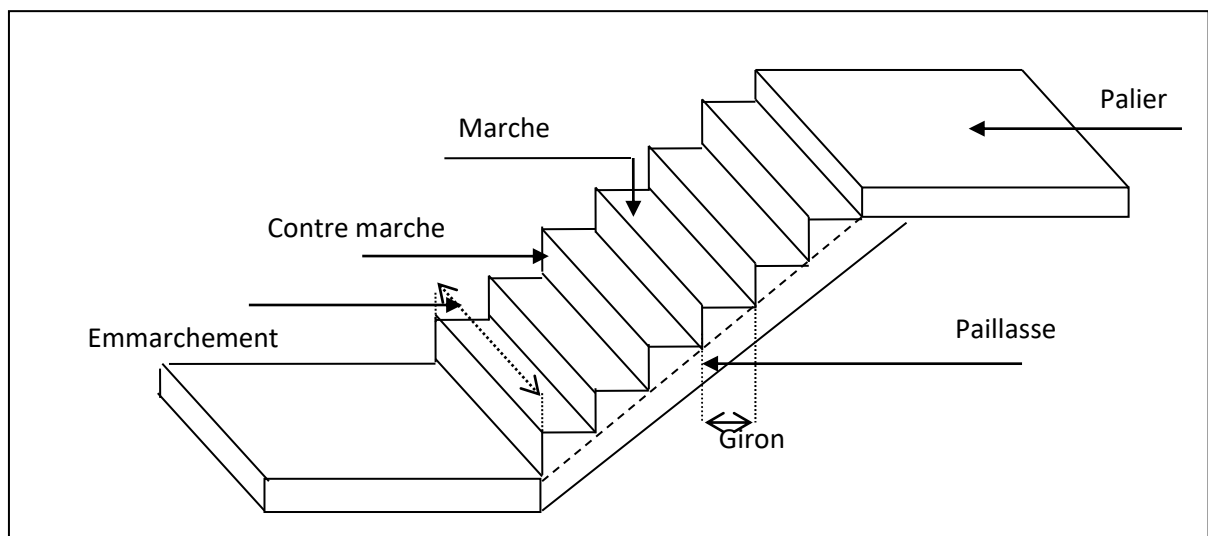
IV.3.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (palier) ; ces dernières sont coulées sur place.

Pour notre cas, on a principalement un type d'escalier avec trois volées identiques.

IV.3.2. Composition d'un escalier :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place ; Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL



Il est caractérisé par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche (h).
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches.

➤ **Calcul des escaliers :**

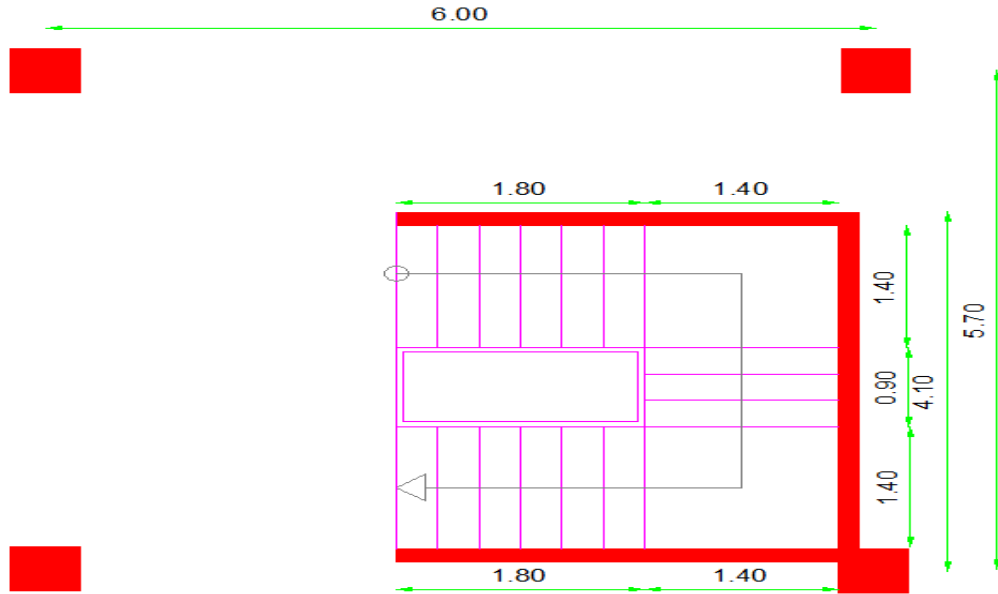


Figure IV.5.Schéma Descriptif Des Escaliers

Notre cage d'escalier est entourée par des voiles porteurs donc on n'est pas besoin d'ajouter une poutre palière par contre on voit la nécessité d'ajouter une poutre noyée et c'est ce que vous allez trouver dans e calcul qui suit.

1^{er} et 3^{ème} volée :

➤ Calcul des sollicitations

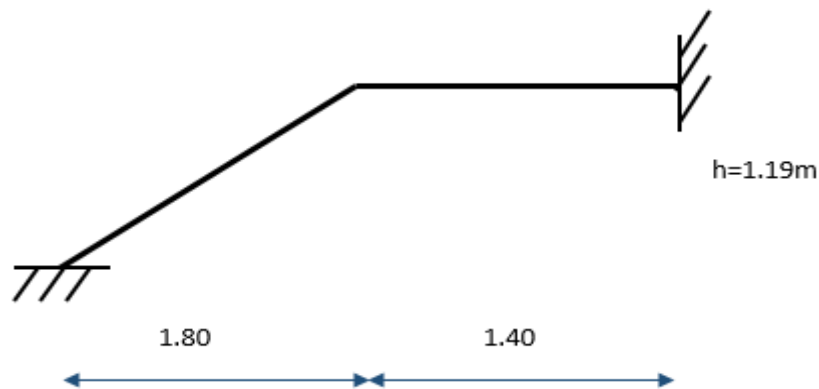


Figure IV.6. Escalier à 1^{er} et 3^{ème}

✚ Paillasse : $G = 9.9 \text{ KN/m}$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

✚ Palier : $G = 6.10 \text{ KN/m}$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

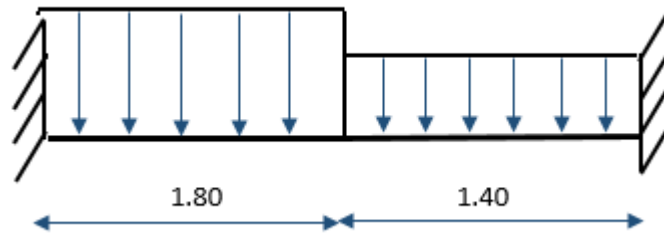


Figure IV.7 : Schéma statique de l'escalier

$$\text{La charge équivalente : } q_{\text{eq}} = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i}$$

$$G_{\text{eq}} = \frac{6.10 \times 1.40 + 9.9 \times 1.80}{3.2} = 8.24 \text{ KN/ml}$$

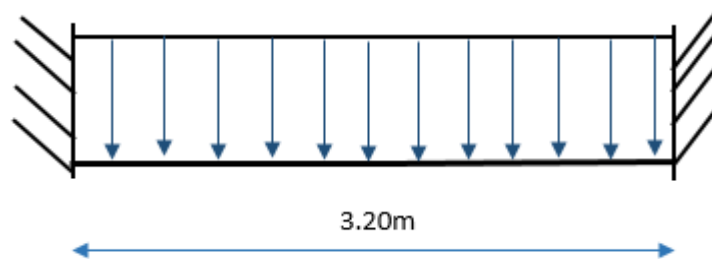


Figure IV.8. La charge équivalente

Les calculs se feront pour une bande de 1m

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$
- Moment sur appuis : $M_{a1} = M_{a2} = 0.5M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0.75 * M_0$

	ELU					ELS				
Moments	q_u	M_0	M_{a1}	M_{a2}	M_t	q_{ser}	M_0	M_{a1}	M_{a2}	M_t
K N.m	14.87	19.03	9.515	9.515	14.27	10.74	13.74	6.87	6.87	10.31

Tableau IV.2. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS

- **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section ($b \times h$) = (100×16) cm²

On utilise les formules suivantes : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $d = 14.40 \text{ cm}$ $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$; $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$; $z = d(1 - 0.6\mu)$; $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$; $A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$

section	b (cm)	d (cm)	M _u (K N.m)	μ _{bu}	Z (cm)	A _{s min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Aa d op t (cm ²)
Travée	100	14.4	14.27	0.040	14.05	1.98	2.92	4HA10 = 4.52
Appuis	100	14.4	9.515	0.027	14.16	1.98	1.93	4HA8 = 3.14

Tableau IV.3. Calcul de ferrailage

➤ **Espacement maximal :**

$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$ Donc : $S_t \leq 33 \text{ cm}$ On prend :

✚ En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \dots \dots \dots \text{CV}$

✚ En appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ **Les armatures de réparation :**

En travée et sur appui: $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$ On adopt: **4 HA 8 = 2.01 cm²**; **St = 25 cm**

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

La fissuration est considérée non préjudiciable ; $\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \bar{\tau} = 4 \text{ MPa}$ $\tau_u =$

$\frac{V_u}{b_0 \times d} \rightarrow$ avec V_u : l'effort tranchant maximal sur appui $V_u = \frac{q \times l}{2} =$

22.83 KN $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22.83 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.158 \text{ MPa}$ $\tau_u <$

$\bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ **Vérification à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes du béton**

Il faut vérifier que : $\mu_{bu} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

➤ **En travée**

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.27}{10.31} = 1.38$

$\mu_{bu} \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{30}{100} = 0.49$

$$\mu_{bu} = 0.032 < 0.425 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Sur appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.515}{6.87} = 1.38$$

$$\mu_{bu} \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{30}{100} = 0.49$$

$$\mu_{bu} = 0.027 < 0.49 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Contrainte dans les aciers tendus**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{320} = 0.05 < 0.0625 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0.05 < 0.075 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52 \times 10^2}{1000 \times 144} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0031 < 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de la flèche**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$; f_{gv} : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes. f_{ji} : les flèches dues à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons. f_{pi} : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées

par l'élément considéré .D'après le BAEL on a : $f_i = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$ et $f_v = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$

➤ **La position de l'axe neutre**

$$b \times y^2 + 30(A_s + d'A'_s) \times y - 30(d \times A_s - d'A'_s) = 0 \text{ avec : } A'_s = 0100y^2 + 135.6y - 1952.64 = 0$$

La solution de l'équation est : $Y_{ser} = 3.79 \text{ cm}$

➤ **Le moment d'inertie de la section homogène réduite « I »**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s(d - y)^2 + 15 \times A'_s(y - d')^2 ; \text{avec } A'_s = 0I$$

$$= \frac{100 \times 3.79^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (14.4 - 3.79)^2 = 9447.05 \text{ cm}^4$$

➤ **Le moment d'inertie de la section homogène réduite « I₀ »**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left(\frac{h}{2} - V \right) + 15 \times A_s(d - V)^2$$

$$V = \frac{\left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)}{b \times d + 15 \times A_s} = \frac{\left(\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 14.4 \right)}{100 \times 14.4 + 15 \times 4.52} = 9.14 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \times 15 \left(\frac{16}{2} - 9.14 \right) + 15 \times 4.52 \times (14.4 - 9.14)^2 = 34299.20 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 14.4} = 0.0031$$

$$\lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i \text{ avec: } \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5\rho} = \frac{0.05 \times 2.4}{5 \times 0.0031} = 7.74 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } \lambda_v = \frac{2}{5} \times 7.74 = 3.10 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{34179.55}{3} = 11393.18 \text{ MPa}$$

➤ **Flèche due à l'ensemble des charges permanente « f_{gv} ; f_{gi} »**

La combinaison : q = G..... (Pour 1ml)

✚ Paillasse : G = 9.90 KN/m

✚ Palier : G = 6.10 KN/m

$$q_{eq} = \frac{9.90 \times 1.80 + 6.10 \times 1.40}{3.20} = 8.24 \text{ KN/ml}$$

✚ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 10.54 \text{ KN.m}$

✚ Moment sur appuis : $M_{a1} = M_{a2} = 0.5M_0 = 5.27 \text{ KN.m}$

✚ Moment en travée : $M_t = 0.75 \times M_0 = 7.90$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 6.50 \times 10^6 \times (144 - 37.9)}{9447.05 \times 10^4} = 133.08 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.0031 \times 133.08 + 2.4} \right) = -0.036 = 0.00$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 34299.20 \times 10^4}{1 + 7.74 \times 0.00} = 377291200 \text{ mm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{7.90 \times 10^6 \times 3200^2}{10 \times 34179.55 \times 377291200} = 0.63 \text{ mm}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 34299.20 \times 10^4}{1 + 3.1 \times 0.00} = 377291200 \text{ mm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.90 \times 10^6 \times 3200^2}{10 \times 11393.18 \times 377291200} = 1.88 \text{ mm}$$

➤ **Flèche instantanée due à j « f_{ji} »**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

✚ Paillasse : G = 4.50 KN/m

✚ Palier : G = 4.50 KN/m

$$q_{eq} = \frac{4.50 \times 1.80 + 450 \times 1.40}{3.20} = 4.50 \text{ KN/ml}$$

✚ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 5.76 \text{ KN.m}$

✚ Moment sur appuis : $M_{a1} = M_{a2} = 0.5M_0 = 2.88 \text{ KN.m}$

✚ Moment en travée : $M_t = 0.75 \times M_0 = 4.32$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 4.32 \times 10^6 \times (144 - 37.9)}{9447.05 \times 10^4} = 72.77 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.0031 \times 72.77 + 2.4} \right) = -0.271 = 0.00$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 34299.20 \times 10^4}{1 + 7.74 \times 0.00} = 377291200 \text{ mm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{4.32 \times 10^6 \times 3200^2}{10 \times 34179.55 \times 377291200} = 0.34 \text{ mm}$$

➤ **Flèche due à G+Q « f_{pi} »**

$$q_{eq} = 9.9 + 2.5 = 12.24 \text{ KN/ml}$$

✚ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 15.87 \text{ KN.m}$

✚ Moment sur appuis : $M_{a1} = M_{a2} = 0.5M_0 = 7.94 \text{ KN.m}$

✚ Moment en travée : $M_t = 0.75 \times M_0 = 11.90$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 11.90 \times 10^6 \times (144 - 37.9)}{9447.05 \times 10^4} = 200.47 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right) = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.0031 \times 149.93 + 2.4} \right) = 0.14$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 34299.20 \times 10^4}{1 + 7.74 \times 0.14} = 181076598.20 \text{ mm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{11.90 \times 10^6 \times 3200^2}{10 \times 34179.55 \times 181076598.20} = 1.96 \text{ mm}$$

$\Delta f_t = 1.88 - 0.34 + 1.96 - 0.68 = 2.82 \text{ mm}$ On a aussi :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{si : } L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5 + \frac{L}{1000} \dots\dots\dots \text{si : } L > 5m \end{cases} \quad L = 3.20 \text{ m} < 5m \rightarrow \bar{f} \leq \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm} = 6.4 \text{ mm}$$

$\rightarrow 2.82 < 6.4 \dots\dots\dots CV$

➤ Schémas de ferrailage

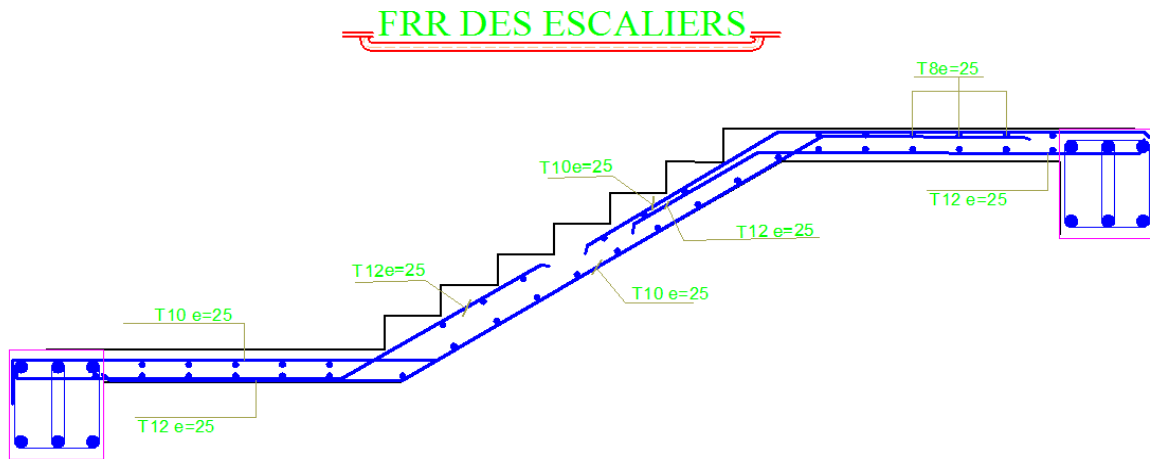


Figure IV.9. Ferrailage de l’escalier à à1^{er} et 3^{ème}

IV.4. Les planchers :

IV.4.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte deux types des planchers : Corps creux pour les étages et RDC.

Dalle plane pour les balcons.

IV.4.2. Plancher à corps creux :

IV.4.2.1. Introduction :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et des éléments de remplissage (corps creux).

- 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 la compatibilité des déplacements horizontaux.

Le calcul sera pour les deux éléments : Poutrelles.

La dalle de compression.

IV.4.2.2. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation final (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires.

Les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis, leur étude s'effectue selon les deux méthodes suivantes : Méthode Forfaitaire.

Méthode de Caquot.

IV.4.2.3. Méthode de forfaitaire :

➤ Présentation théorique de la méthode forfaitaire

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers a sur charges modérées tel que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitations, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux ...

Son application suppose la vérification des conditions suivantes :

⇒ **Condition 1:** Les charges d'exploitations sont modérées, où : $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

⇒ **Condition 2:** Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées I constant.

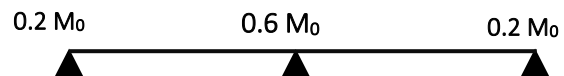
⇒ **Condition 3:** Les portées doivent vérifiés la relation suivant : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.

➤ Calcul des moments forfaitaires :

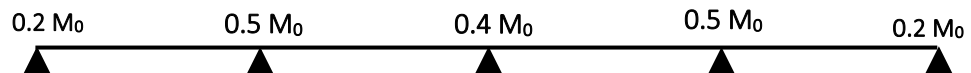
❖ **Les moments sur appuis :** $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

⇒ Cas d'une poutre à deux travées :



⇒ Cas d'une poutre à plusieurs travées :



❖ **Les moments en travées :**

⇒ Pour les travées de rive : le max entre :

$$M_t + \left(\frac{M_e + M_w}{2} \right) \geq \max\{1.05 \times M_0 \mid 1 + 0.3 \times \alpha\}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) \times M_0$$

⇒ Pour les travées intermédiaires : le max entre :

$$M_t + \left(\frac{M_e + M_w}{2} \right) \geq \max\{1.05 \times M_0 \mid 1 + 0.3 \times \alpha\}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) \times M_0$$

Soit :

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation « charge non majorée » : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison « moment isostatique »

M_w et M_e : respectivement les valeurs absolues des moments sur les appuis gauche et droit de la travée considérée

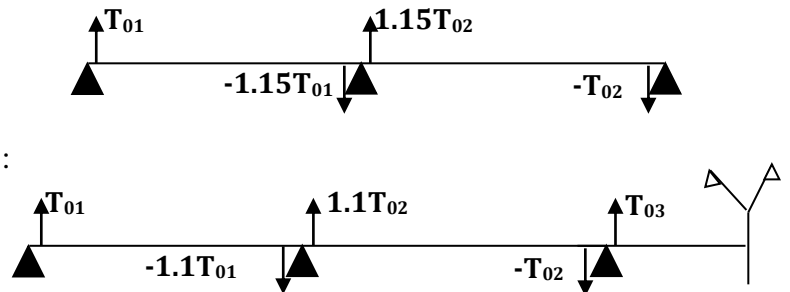
M_t : le moment max de la travée considérée.

➤ **Calcul des efforts tranchant**

❖ **Les efforts tranchants :** $T_0 = \frac{ql}{2}$

⇒ Cas d'une poutre à deux travées :

⇒ Cas d'une poutre à plusieurs travées :



Remarque :

Si une des 3 conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas vérifiée ; on utilise la méthode de Caquot, expliquée comme suite :

IV.4.2.4 La méthode de Caquot :

➤ **Principe de la méthode (CAQUOT) :**

Cette méthode est basée sur la théorie générale de la continuité, mais des corrections ont été rapportées pour tenir compte de la fissuration du béton due au fluage qui diminue les moments sur appuis et augmente les moments en travée.

Le principe de cette méthode consiste à prendre en considération une portée fictive (l') pour chaque travée. CAQUOT a également remplacé le facteur 8 du dénominateur par 8.5 pour tenir compte de la variation de (E, I) le long de la poutre.

La méthode de Caquot possède des formules pour les charges concentrées différentes à celle des charges uniformément réparties, dans notre cas on concerne pour les charges uniformément réparties

➤ **Calcul des moments de CAQUOT :**

- $M_w = \frac{(q_w * l_w'^3) + (q_e * l_e'^3)}{8.5 * (l_w' + l_e')} \rightarrow$ Expression du moment pour les appuis
- $M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq 1.25M_0 \rightarrow$ Expression du moment pour travée.
- $M_0 = \frac{q_u * l^2}{8} \rightarrow$ expression du moment isostatique.

Avec: $l'_{w,e} = l \rightarrow$ pour la travée de rive.

$l'_{w,e} = 0.8l \rightarrow$ pour la travée intermédiaire.

➤ **Calcul des Efforts tranchants**

$$\begin{cases} T_w = \frac{q * l}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \\ T_e = -\frac{q * l}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l} \end{cases}$$

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en « T ».

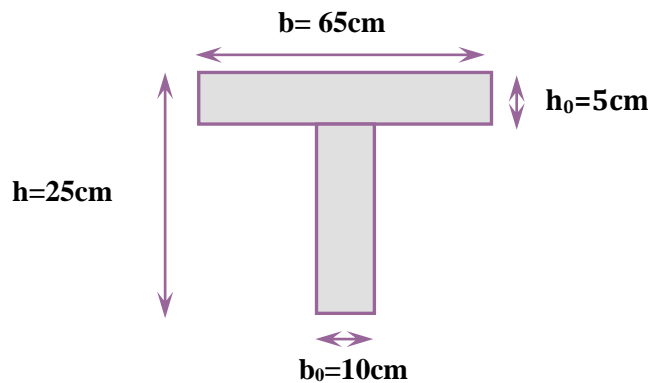


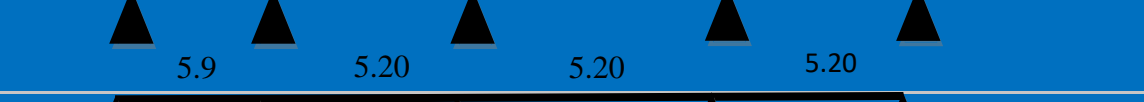
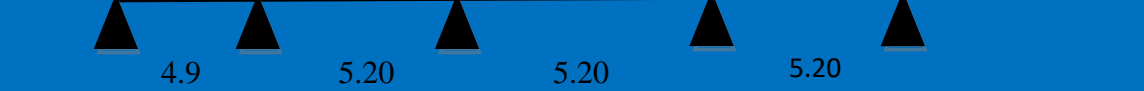


Figure. IV.13. La Section de la poutrelle.

↪ Les Types de poutrelles à calculer :

Dans notre projet, nous avons (4) types des poutrelles :

Types	Schéma statique
1 ^{ère} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	

Vérification des conditions de la méthode de forfaitaire :

↪ **Type 1 :**

➤ **Condition 1 :**

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \frac{\max\{2 \times 6.18 ; 5\} \text{KN}}{\text{m}^2} = 12.36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.7 ; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.4 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

↪ **Condition 2 :**

Les moments d’inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ **Condition 3:**

$$\text{IV.4} \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.20}{5.20} = 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{C...V}$$

↪ **Type 2 :**

➤ **Condition 1 :**

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \frac{\max\{2 \times 6.18 ; 5\} \text{KN}}{\text{m}^2} = 12.36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.7 ; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.4 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

↪ **Condition 2 :**

Les moments d’inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ **Condition 3 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 = 0.8 \leq \frac{6.90}{5.20} \leq 1.25 = 0.8 \leq 1.32 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.20}{5.20} = 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.20}{5.20} = 0.8 \leq 1 > 1.25 \dots\dots\dots \text{C..V}$$

↪ **Type 3 :**

➤ **Condition 1 :**

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \frac{\max\{2 \times 6.18 ; 5\} \text{KN}}{\text{m}^2} = 12.36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.7 ; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.4 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

↪ **Condition 2 :**

Les moments d’inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée.

➤ **Condition 3 :** $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.90}{5.20} = 0.8 \leq 0.13 > 1.25 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.20}{5.20} = 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{C..V}$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.20}{5.20} = 0.8 \leq 1 > 1.25 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

↪ **Type4 :**

➤ **Condition 1 :**

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \frac{\max\{2 \times 6.18 ; 5\} \text{KN}}{\text{m}^2} = 12.36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.7 ; 5\} \text{KN/m}^2 = 11.4 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

↪ **Condition 2 :**

Les moments d’inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** » donc la Condition est vérifiée

➤ **Condition 3 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.90}{5.20} = 1 \leq 0.94 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.20}{5.20} = 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.V$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.20}{5.20} = 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.V$$

Donc on applique :

- La méthode de Caquot.

1. Plancher terrasse :

➤ **Evaluation des charges :**

- Plancher terrasse :
 - ⇒ Charge permanente : $G = 6.18 \text{ KN/m}^2$
 - ⇒ Pour une bande de 0.65 : $G = 4.01 \text{ KN/ml}$
 - ⇒ Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 - ⇒ Pour une bande de 0.65 : $Q = 0.65 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

❖ **Combinaisons des charges :**

E.L.U : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$q_u = 1.35(4.01) + 1.5(0.65) = 6.38 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $q_s = G + Q$

$q_{ser} = 4.01 + 0.65 = 4.66 \text{ KN/ml}$

	G (KN/ml)	Q(KN/ml)	q_u	q_s
Plancher terrasse	4.01	0,65	6.38	4.66

Tableau. IV.5. Charges supportées par les poutrelles.

IV.4.2.5 : Type 1 :

➤ **Calcul des moments :**

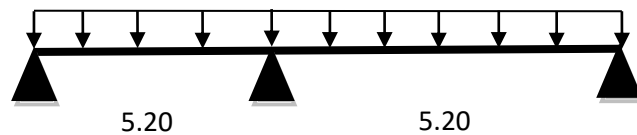


Figure. IV.14. Schéma statique planché terrasse type

❖ **En travée :**

Les sollicitations en travées :

Travée	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,38	0.195	4,66	1.990
2	6,38	0.195	4,66	1.990

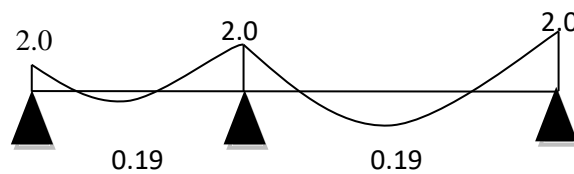
Tableau. IV.6. Résultats des sollicitations sur travée plancher terrasse (type 1).

❖ **Sur appui :**

Les sollicitations en appui ;

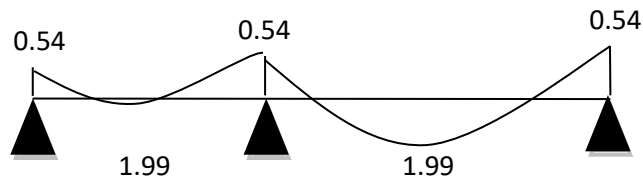
Appuis	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,38	2.0295	4,66	0.5482
2	6,38	2.0295	4,66	0.5482
3	6,38	2.0295	4,66	0.5482

Tableau .VI.7. Résultats des sollicitations sur appui plancher terrasse (type 1).



Diagrammes des moments :

❖ **ELU :**



❖ **ELS :**

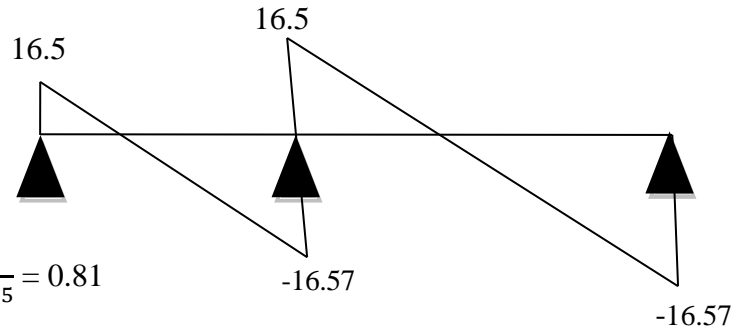
➤ Calcul de l'effort tranchant

Travée	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
		$T_0 = \frac{q_u l}{2}$	$T_w = T_0 + \frac{M_W M_E}{l}$
1	16.58	1.24	-16.50
2	16.58	1.24	-16.50

Tableau. IV.8. Calcul des efforts tranchants plancher terrasse (type 1).

➤ Diagrammes des efforts tranchants :

❖ ELU :



IV.4.2.6 Type 2 :

➤ Calcul des moments : $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.65}{4.01+0.65} = 0.81$

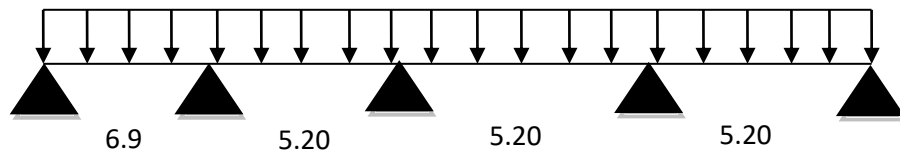


Figure. IV.15. Schéma statique planché terrasse type 2.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

❖Entravée :

Les sollicitations entravées :

	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,38	2.3066	4,66	3.6645
2	6,38	1.1351	4,66	9.3453
3	6,38	1.1351	4,66	9.3453
4	6,38	1.1351	4,66	9.3453

Tableau. IV.9. Résultats des sollicitations sur travée

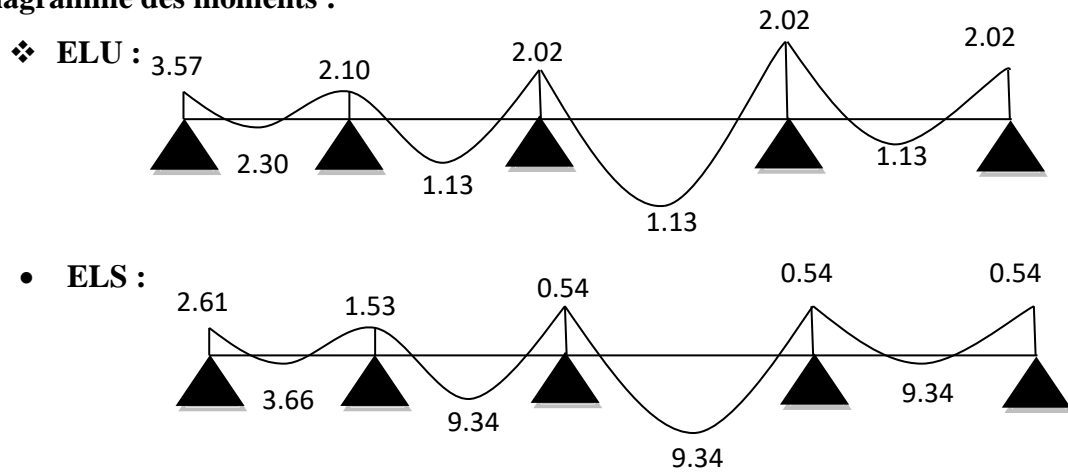
❖ **Sur appui :**

Lessollicitations

Appuis	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,38	3.5735	4,66	2.6101
2	6,38	2.1028	4,66	1.5359
3	6,38	2.0295	4,66	0.5482
4	6,38	2.0295	4,66	0.5482
5	6,38	2.0295	4,66	0.5482

Tableau. IV.10. Résultats des sollicitations sur appuis.

1. Diagramme des moments :



Travée	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
	$T_0 = \frac{q_u l}{2}$	$T_w = T_0 + \frac{M_w M_E}{l}$	$T_e = -T_0 + \frac{M_w M_E}{l}$
1	22.01	8.35	-16.08
2	16.58	4.10	-4.10
3	16.58	4.10	-4.10
4	16.58	4.10	-4.10

Tableau. IV.11. Calcul des efforts tranchants plancher terrasse (type 2).

 ➤ **Calcul de l'effort tranchant :**
Diagrammes des efforts tranchants :

⇒ ELU

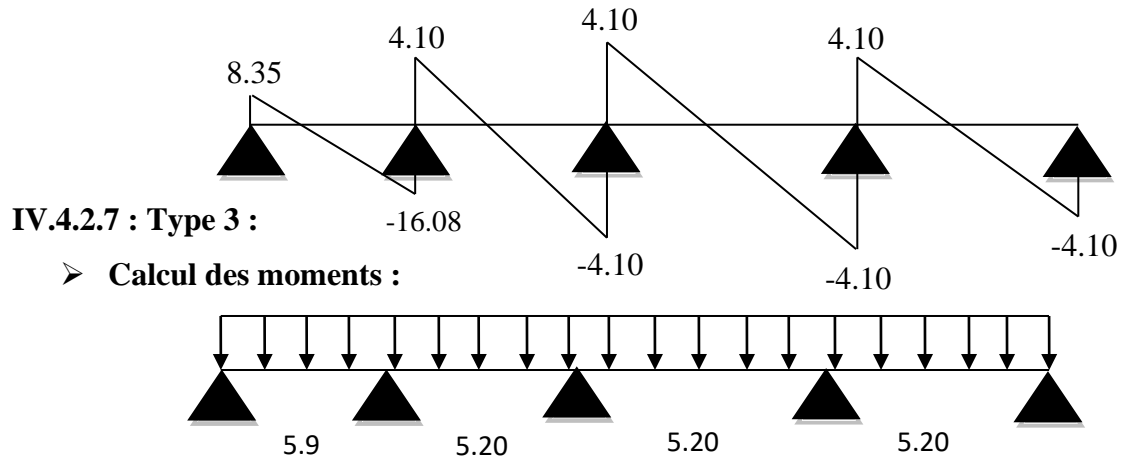


Figure. IV.16. Schéma statique planché terrasse type 3.

❖ En travée :

Les sollicitations en travées :

Travée	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,38	1.4045	4,66	7.0236
2	6,38	1.7112	4,66	1.1363
3	6,38	4.9315	4,66	3.2029
4	6,38	4.9315	4,66	3.2029

Tableau. IV.12 résultats des sollicitations sur travée

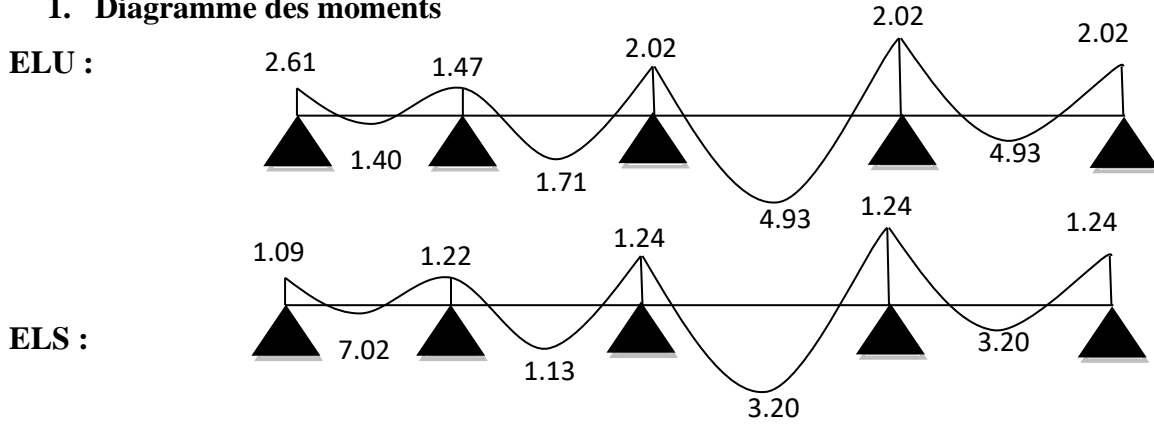
❖ Sur appui

Les sollicitations en appuis :

Appuis	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,38	2.6127	4,66	1.9084
2	6,38	1.4793	4,66	1.2229
3	6,38	2.0295	4,66	1.2452
4	6,38	2.0295	4,66	1.2452
5	6,38	2.0295	4,66	1.2452

Tableau. IV.13. Résultats des sollicitations sur appuis.

1. Diagramme des moments



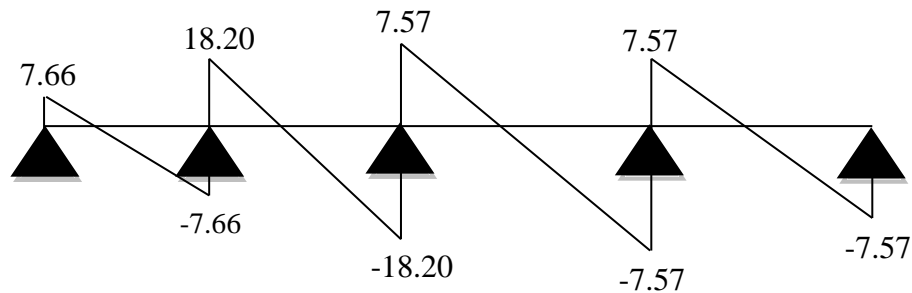
Travée	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
	$T_0 = \frac{q_u l}{2}$	$T_w = T_0 + \frac{M_W M_E}{l}$	$T_e = -T_0 + \frac{M_W M_E}{l}$
1	18.82	7.66	-7.66
2	16.58	18.20	-18.20
3	16.58	7.57	-7.57
4	16.58	7.57	-7.57

Tableau. IV.14. Calcul des efforts tranchants plancher terrasse (type 3).

➤ Calcul de l'effort tranchant :

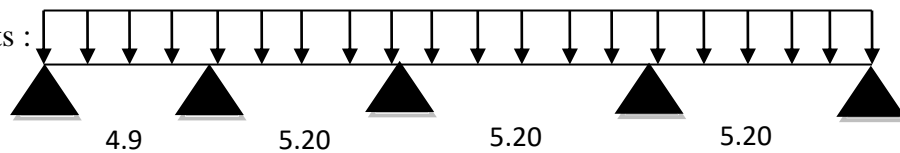
Diagrammes des efforts tranchants :

⇒ ELU



IV.4.2.8 : Type 4 :

Calcul des moments :



❖Entravée : Figure. IV.17. Schéma statique planché terrasse type 4.

Lessollicitationsentravées :

Travée	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,38	1.3809	4,66	8.4928
2	6,38	2.0154	4,66	8.2923
3	6,38	4.0746	4,66	9.5681
4	6,38	1.3711	4,66	9.5681

Tableau. IV.15 résultats des sollicitations sur travée

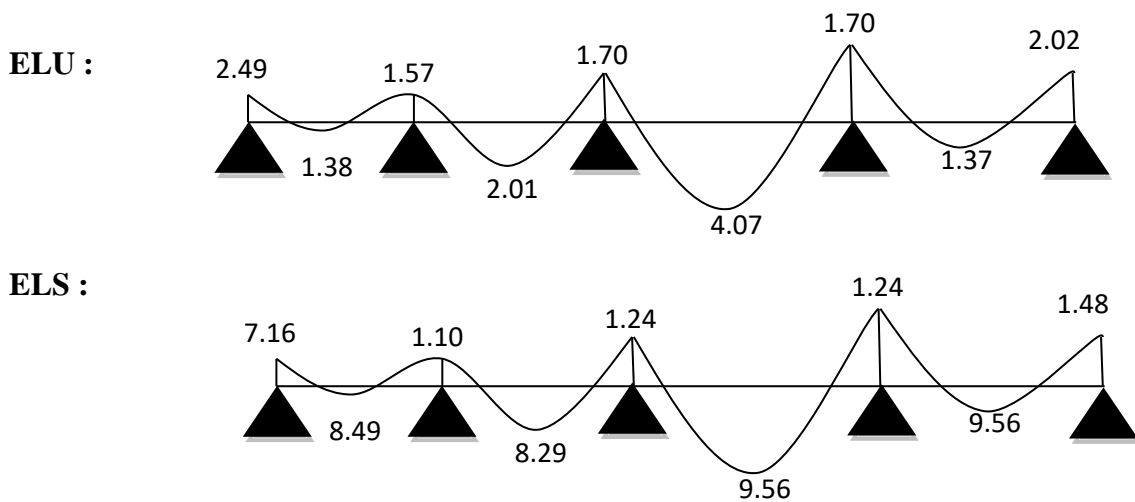
❖ **Sur appui**

Les sollicitations entravées :

Appuis	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,38	2.4944	4,66	7.1665
2	6,38	1.5710	4,66	1.1094
3	6,38	1.7048	4,66	1.2452
4	6,38	1.7048	4,66	1.2452
5	6,38	2.0295	4,66	1.4824

Tableau. IV.16. Résultats des sollicitations sur appuis.

1. Diagramme des moments



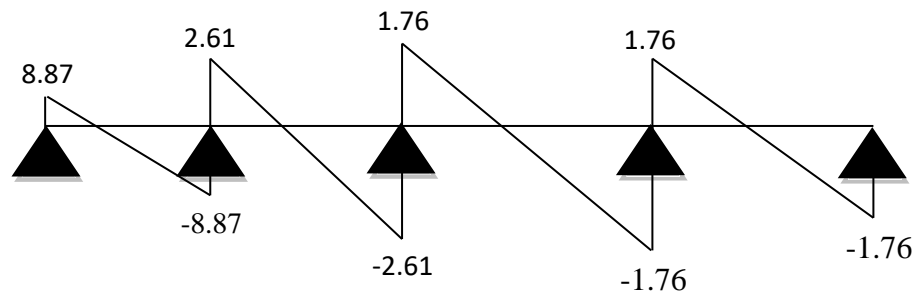
Travée	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
	$T_0 = \frac{q_u l}{2}$	$T_w = T_0 + \frac{M_w M_E}{l}$	$T_e = -T_0 + \frac{M_w M_E}{l}$
1	15.63	8.87	-8.87
2	16.58	2.61	-2.61
3	16.58	1.76	-1.76
4	16.58	1.76	-1.76

Tableau. IV.17 Calcul des efforts tranchants plancher terrasse (type 4).

➤ Calcul de l'effort tranchant :

Diagrammes des efforts tranchants :

⇒ ELU



➤ Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

M_a max De rive	M_a max de intermédiaire	M_t max	T_u max KN
2.02KN.m	2.02KN.m	4.6315KN.m	18.20KN

$$-M_t = F_{bc} \times Z = b \cdot h_0 \cdot F_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right).$$

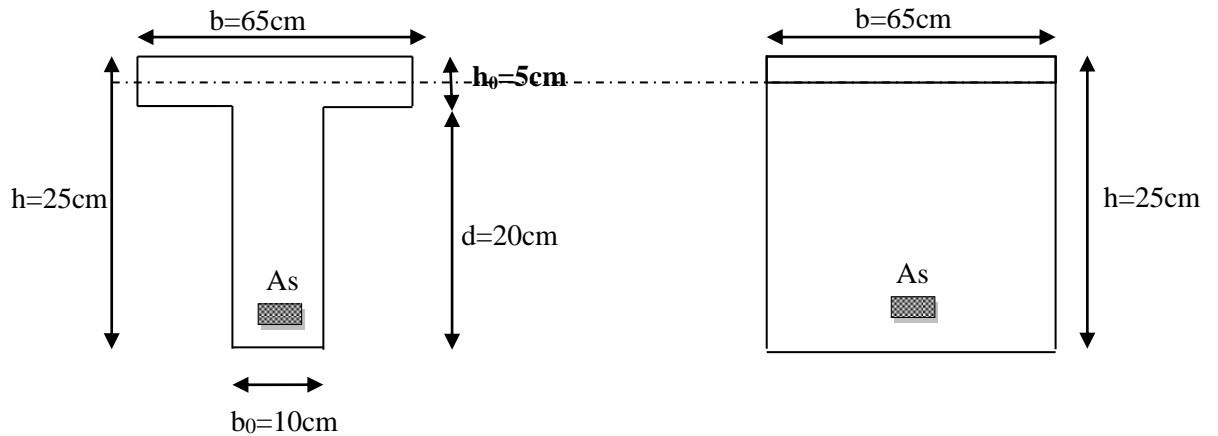
- si $M_u < M_t$: L'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure

➤ En travée :

$$M_t = F_{bc} \times Z = 0.65 \times 0.05 \times 14.16 \times 10^3 \times \left(0.2 - \frac{0.05}{2}\right) = 55.75 \text{ K N.m}$$

$$M_t = 55.75 \text{ KN.m} > M_u = 4.9315 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b = 0.65 \text{ m}$ et $h = 0.25 \text{ m}$.



Le calcul se fait avec les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{Z} \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = M_u / Z\sigma_s \quad ; \quad A_{min} = \frac{0.23 b.d.ft_{28}}{f_e}$$

-Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	Mu (KN.)	B (cm)	d (m)	μ	α	Z (cm)	As (cm ²)	AS min (cm ²)	AS adoptée (cm ²)
Travée	4.93	65	20	0,22	0,055	22,005	1.43	1.569	3T10=2.36
Appui de rive	2.02	10	20	0,09	0,025	22,275	1.15	0.241	1T12=1.54
Appui intermédiaire	2.02	10	20	0,09	0,225	22.275	1.15	0.241	1T10+1HA12=1.92

Tableau. IV.18. Résultats de ferrailage des poutrelles plancher terrasse.

Vérification de la condition de non fragilité

✚ En travée :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 > A_s = 1.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

✚ Sur appuis :

✓ Appuis de rive :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 0.241 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.241 \text{ cm}^2 < A_s = 1.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Appuis intermédiaire :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 0.271 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.271 \text{ cm}^2 < A_s = 1.4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

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

$T_{u_{max}} = 18.20 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{18.20 \times 1000}{100 \times 200} = 0.91 \text{ Mpa}$$

⇒ Fissuration non préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = \{ 3.33, 5 \}$$

$\tau_u = 0.91 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

Selon le BAEL91 : le diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une Poutre est donné par l'inégalité suivante :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35}; 1; \frac{10}{10} \right)$$

$\phi_t \leq \min(0.71 ; 1 ; 1) \text{ cm}$

On adopte $\phi_t = 0.71 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit $A_t = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Suivant le RPA 99 version 2003(art 7 .5.2. 2)

$\phi_t \leq 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 10 = 0.45 \text{ cm}$

$\phi_t = 8 \text{ mm} \geq 4.5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times d \times 0.9} = \frac{2 \times 18.20 \times 10^3}{0.9 \times 225 \times 100} = 1.79$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.16$$

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

$1.79 \leq 14.16 \dots \dots \dots \text{cv}$

⇒ **Vérifications à L'ELS :**

1.Vérification des contraintes de béton :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq (\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100})$

✚ En travée :

$\alpha = 0.055$

$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{4.93}{9.56} = 0.51$

$\alpha \leq (\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}) = 0.276.$

Donc : $\alpha=0.055 < 0.276 \dots\dots\dots C.V.$

✚ Sur appui :

✓ Sur appui rive :

$\alpha = 0.025$

$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{2.02}{1.48} = 1.36$

$\alpha \leq (\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}) = 0.434.$

Donc : $\alpha=0.025 < 0.435 \dots\dots\dots CV$

✓ Appui intermédiaire :

$\alpha = 0.225$

$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{2.02}{1.24} = 1.629$

$\alpha \leq (\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}) = 0.826 .$

Donc : $\alpha = 0.225 < 0.826 \dots\dots\dots CV$

2.Contrainte dans les aciers tendus :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

3.Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{25}{520} \geq \frac{1}{20} \rightarrow 0.04807 \geq 0.05 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M0} \rightarrow \frac{25}{520} \geq \frac{4.93}{15 \times 21.564} \rightarrow 0.04807 \geq 0.01524 \dots\dots\dots CV \\ \frac{As}{b.d} \leq \frac{Fe}{Fe} \rightarrow \frac{2.07}{10 \times 20} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.01035 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right\}$$

✚ Schéma de ferrailage :

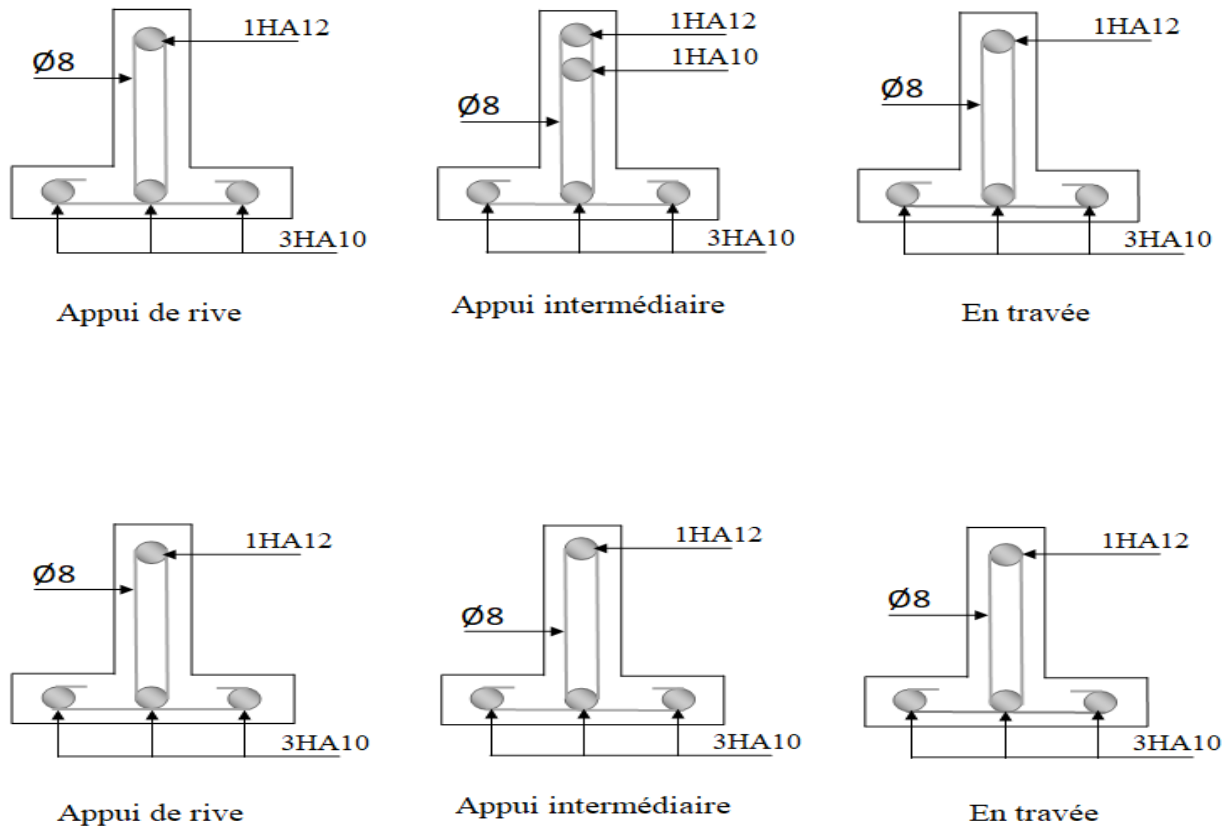


Figure. IV.18 Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher terrasse

2. Plancher étage :

➤ Evaluation des charges :

➤ Plancher étage courant :

- Charge permanente : $G = 5.7 \text{ KN/m}^2$
- Pour une bande de 0.65 : $G = 3.7 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Pour une bande de 0.65 : $Q = 0.97 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul des sollicitations :

❖ Combinaisons des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

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

	G (KN/ml)	Q(KN/ml)	q _u	q _s
Plancher étage	3.7	0.97	6.46	4.68

Tableau. IV.19. Charges supportées par les poutrelles.

IV.4.2.9.Type1 :

➤ **Calcul des moments :** $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.97}{6.46+0.97} = 0.13$

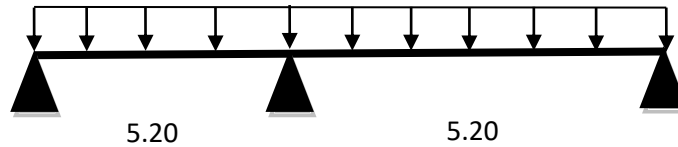


Figure .VI.19. Schéma statique planché étage type 1

❖ Entravée :

Les sollicitations entravées :

Travée	ELU		ELS	
	q _u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q _{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,46	6.33	4,68	1.89
2	6,46	1.84	4,68	1.31

Tableau. IV.20. Résultats des sollicitations sur travée plancher étage (type 1)

❖ Sur appui

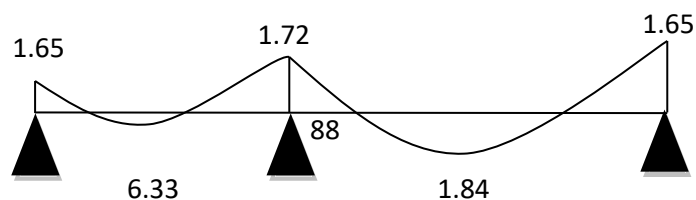
Les sollicitations en appui.

Appui	ELU		ELS	
	q _u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q _{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,46	1.6542	4,68	1.4887
2	6,46	1.7262	4,68	1.2505
3	6,46	1.6542	4,68	1.4887

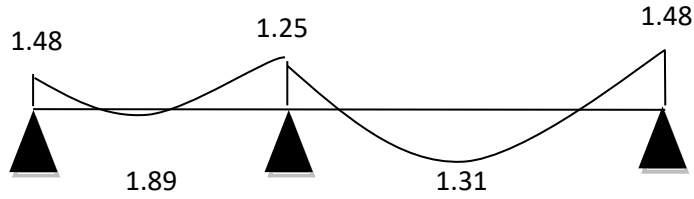
Tableau. IV.21. Résultats des sollicitations sur appuis plancher étage (type 1)

➤ Diagrammes des moments :

❖ ELU :



❖ ELS :



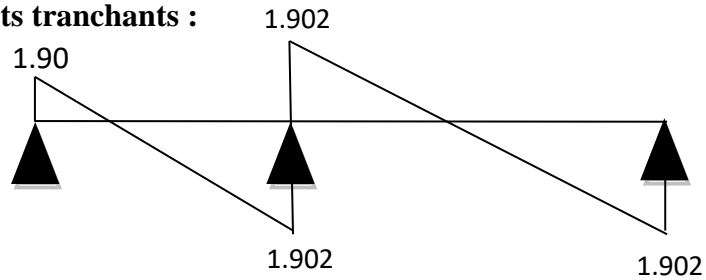
➤ Calcul de l'effort tranchant :

Travée	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
	$T_0 = \frac{q_u l}{2}$	$T_w = T_0 + \frac{M_W M_E}{l}$	$T_e = -T_0 + \frac{M_W M_E}{l}$
1	16.79	1.902	-1.902
2	16.79	1.902	-1.902

Tableau. IV.22. Calcul des efforts tranchants plancher étage (type 1).

➤ Diagrammes des efforts tranchants :

❖ ELU :



IV.4.2.10. Type 2 :

➤ Calcul des moments :

➤ $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.97}{6.46+0.97} = 0.13$

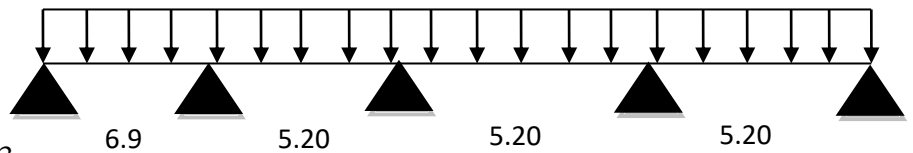


Figure. IV.20. Schéma statique planché étage type 2

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

❖ En travée :

Les sollicitations en travées :

Travée	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments(KN.m)
1	6,46	9.6830	4,68	2.7486
2	6,46	2.5104	4,68	1.8181

3	6,46	2.9470	4,68	2.1343
4	6,46	2.9470	4,68	2.1343

Tableau. IV.23. Résultats des sollicitations sur travée.

❖ Sur appui :

Les sollicitations en appui

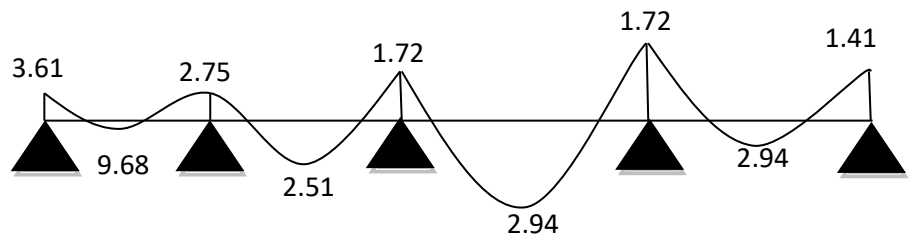
Appui	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,46	3.6183	4,68	1.6388
2	6,46	2.7552	4,68	1.9937
3	6,46	1.7262	4,68	1.4887
4	6,46	1.7262	4,68	1.4887
5	6,46	1.4188	4,68	1.4887

Tableau. IV.24. Résultats des sollicitations sur appuis.

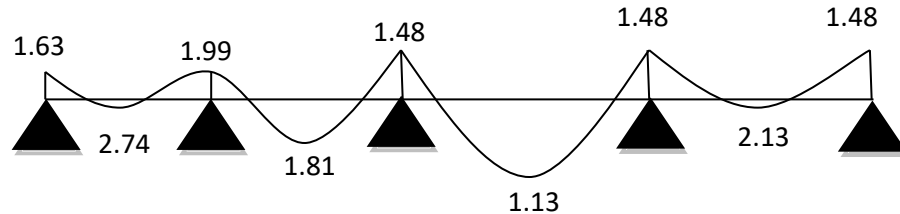
1. Diagramme des moments :

2.

❖ ELU :



❖ ELS :



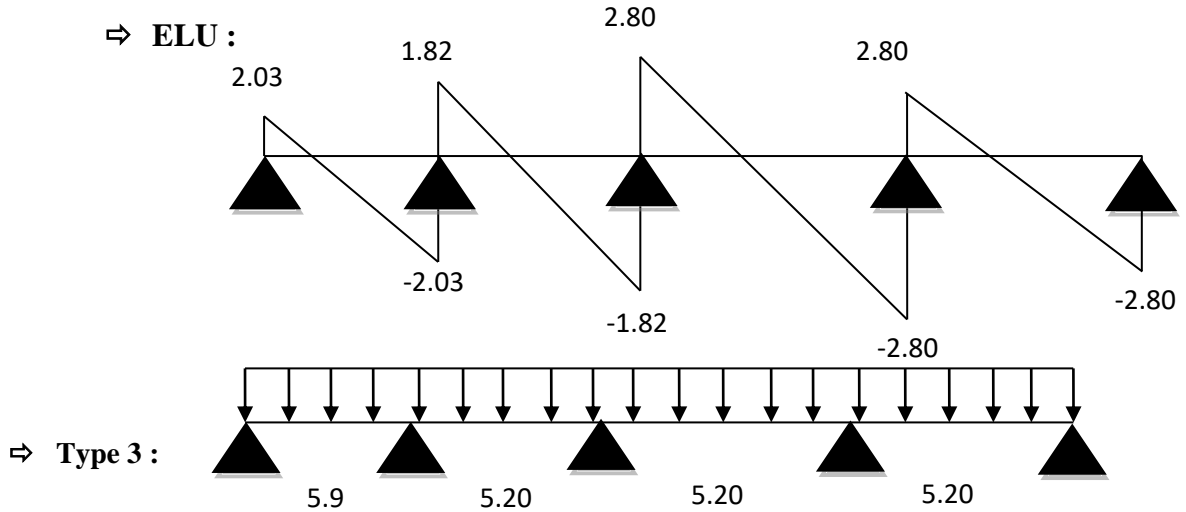
➤ Calcul de l'effort tranchant :

Travée	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
	$T_0 = \frac{q_u l}{2}$	$T_w = T_0 + \frac{M_W M_E}{l}$	$T_e = -T_0 + \frac{M_W M_E}{l}$
1	22.28	2.03	-2.03
2	16.79	1.82	-1.82
3	16.79	2.80	-2.80

4	16.79	2.80	-2.80
---	-------	------	-------

Tableau. IV.25. Calcul des efforts tranchants plancher étage (type 2).

➤ **Diagrammes des efforts tranchants :**


Figure. IV.22. Schéma statique planché étage type 3

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

❖ **En travée :**

Les sollicitations en travées :

Travée	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments(KN.m)
1	6,46	2.3785	4,68	2.1378
2	6,46	2.2255	4,68	1.3359
3	6,46	2.2255	4,68	1.5414
4	6,46	2.2255	4,68	1.9280

Tableau. IV.26. Résultats des sollicitations sur travée.

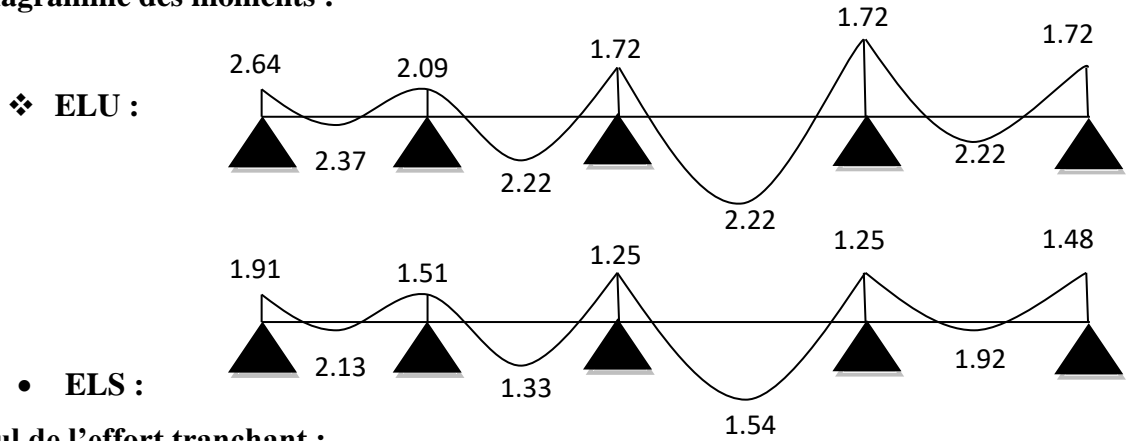
❖ **En appui :**

Les sollicitations en appui :

Appui	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,46	2.6455	4,68	1.9165
2	6,46	2.0954	4,68	1.5180

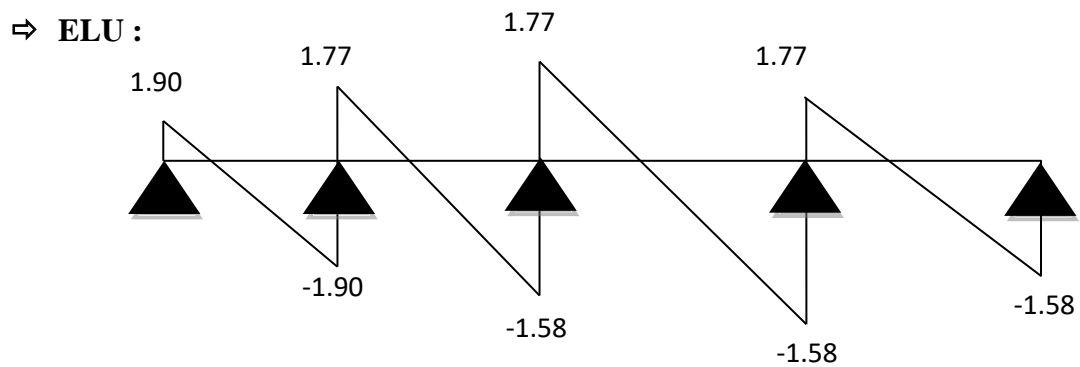
3	6,46	1.7262	4,68	1.2505
4	6,46	1.7262	4,68	1.2505
5	6,46	1.7262	4,68	1.4887

Tableau. IV.27. Résultats des sollicitations sur appuis.

3. Diagramme des moments :

 ➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

Travée	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
	$T_0 = \frac{q_u l}{2}$	$T_w = T_0 + \frac{M_w M_E}{l}$	$T_e = -T_0 + \frac{M_w M_E}{l}$
1	19.05	1.90	-1.90
2	16.79	1.74	-1.58
3	16.79	1.74	-1.58
4	16.79	1.74	-1.58

Tableau. IV.28. Calcul des efforts tranchants plancher étage (type 3).

 ➤ **Diagrammes des efforts tranchants :**


IV.4.2.11. Type 4 :

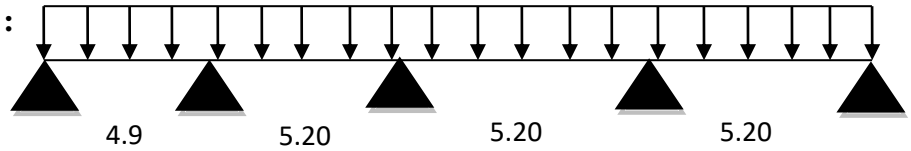


Figure. IV. 23 schéma statique planché étage type 4

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

❖ **En travée :** Les sollicitations en travées :

Travée	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments(KN.m)
1	6,46	1.9779	4,68	8.6977
2	6,46	1.8446	4,68	1.1931
3	6,46	2.1284	4,68	1.5414
4	6,46	2.1284	4,68	1.5414

Tableau. IV.29. Résultats des sollicitations sur travée.

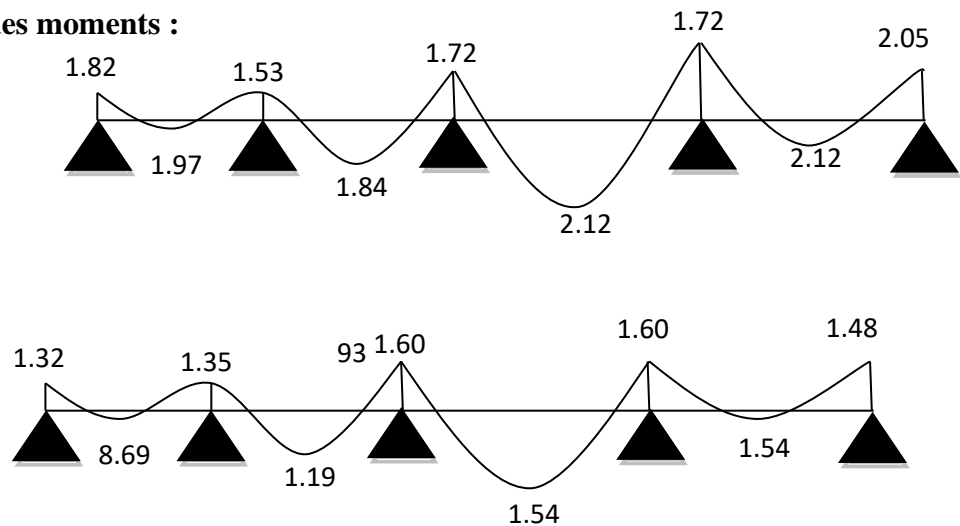
❖ **Sur appui :** Lessollicitationsenappui :

Appui	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN/m)	Les moments (KN.m)
1	6,46	1.8247	4,68	1.3219
2	6,46	1.5398	4,68	1.3534
3	6,46	1.7262	4,68	1.6040
4	6,46	1.7262	4,68	1.6040
5	6,46	2.0550	4,68	1.4887

Tableau. IV.30. Résultats des sollicitations sur appuis.

4. Diagramme des moments :

❖ **ELU:**



- ELS:

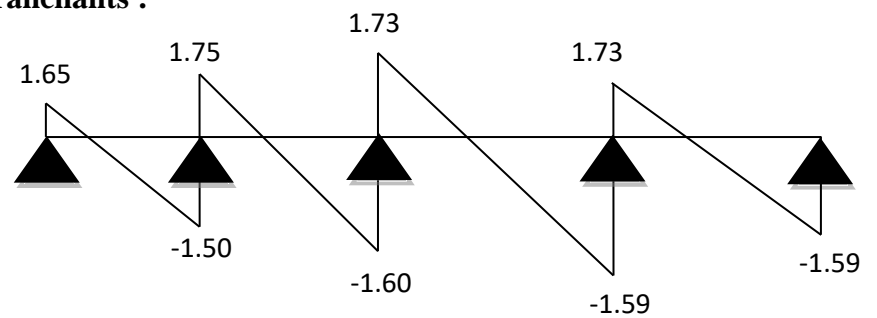
➤ Calcul de l'effort tranchant

Travée	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
	$T_0 = \frac{q_u l}{2}$	$T_w = T_0 + \frac{M_w M_E}{l}$	$T_e = -T_0 + \frac{M_w M_E}{l}$
1	15.82	1.65	-1.50
2	16.79	1.75	-1.60
3	16.79	1.73	-1.59
4	16.79	1.73	-1.59

Tableau. IV.31. Calcul des efforts tranchants plancher étage (type 4).

➤ Diagrammes des efforts tranchants :

⇒ ELU :



➤ Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

M_a max De rive	M_a max de intermédiaire	M_t max	T_u max KN
2.05KN.m	1.72KN.m	9.68KN.m	2.80KN

$$M_t = F_{bc} \times Z = b \cdot h_0 \cdot F_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right).$$

❖ En travée :

$$M_t = F_{bc} \times Z = 0.65 \times 0.05 \times 14.16 \times 10^3 \times \left(0.2 - \frac{0.05}{2}\right) = 55.75 \text{ K N.m}$$

$$M_t = 55.75 \text{ KN.m} > M_u = 9.68 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b=0.65$ m et $h=0.05$ m.

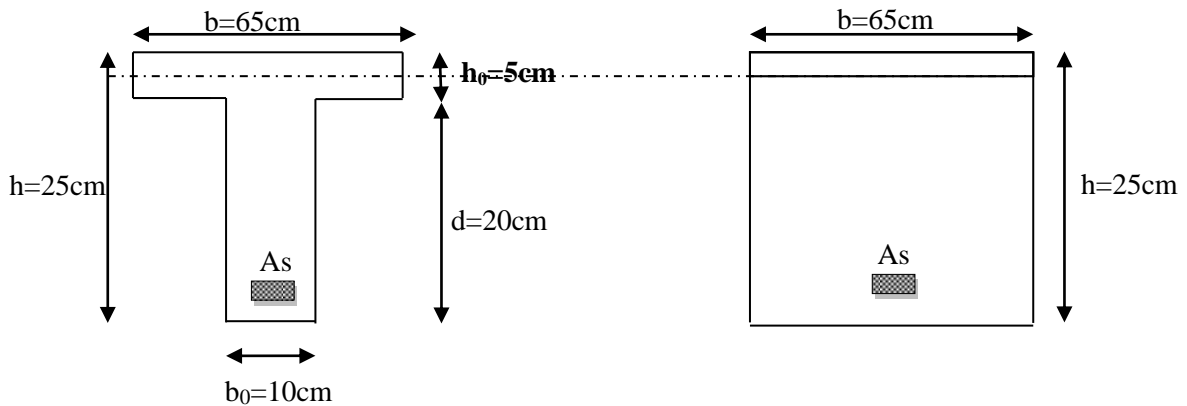
❖ **Sur appui :**

$$M_t = F_{bc} \times Z = 0.1 \times 0.05 \times 14.16 \times 10^3 \times \left(0.2 - \frac{0.05}{2}\right) = 12.39 \text{ K N.m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec : **b=0.1 m** et **h=0.05m**.

Appui de rive : $M_t=12.39\text{KN.m} > M_u=2.05\text{KN.m} \rightarrow$ section rectangulaire (b×h).

\rightarrow Appui intermédiaire : $M_t=12.39 \text{ KN.m} > M_u=1.72\text{KN.m} \rightarrow$ section rectangulaire (b×h)



-Le calcul se fait avec les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{Z}; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}); \quad Z=d(1-0.4\alpha)$$

$$A_s = M_u / Z\sigma_s \quad ; \quad A_{min} = \frac{0.23 b.d.ft_{28}}{f_e}$$

-Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	Mu (KN.)	B (c)	d (m)	μ	α	Z (cm)	As (cm ²)	AS min (cm ²)	AS adoptée (cm ²)
Travée	9.68	65	20	0,043	0,010	22,15	1,255	1.569	3T10=2.36
Appui de rive	2.05	10	20	0,009	0,022	22,28	1,113	0.241	1T12=1.54
Appui intermédiaire	1.72	10	20	0,008	0,020	21,15	1,336	0.241	1T12+1HA10=1.92

Tableau. IV.32. Résultats de ferrailage des poutrelles plancher terrasse 1^{er}cas type2.

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min}=0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e}=0.23 \times 65 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.56\text{cm}^2 < A_s = 1.255 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Appuis de rive :**

$$A_{min}=0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e}=0.23 \times 10 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 0.241\text{cm}^2$$

$A_{min} = 0.241 \text{ cm}^2 < A_s = 1.113 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ **Appuis intermédiaire :**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 0.241 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 0.241 \text{ cm}^2 < A_s = 1.336 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

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

$T_{u_{max}} = 2.80 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{2.80 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.15 \text{ Mpa}$

↪ Fissuration non préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = \{ 3.33, 5 \}$

$\tau_u = 0.15 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

Selon le BAEL91 : le diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une Poutre est donné par l'inégalité suivante :

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

$\phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35}; 1; \frac{10}{10} \right)$

$\phi_t \leq \min(0.71; 1; 1) \text{ cm}$

On adopte $\phi_t = 0.714 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$ (section d'un sel cour transversale

Suivant le RPA 99 version 2003(art 7 .5 . 2. 2)

$\phi_t \leq 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 10 = 0.45 \text{ cm}$

$\phi_t = 8 \text{ mm} \geq 4.5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times d \times 0.9} = \frac{2 \times 2.80 \times 10^3}{0.9 \times 200 \times 100} = 0.31$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.16$

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

$0.31 \leq 14.16 \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ **Vérfications à L'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}\right)$

❖ **En travée :**

$\alpha = 0.010$

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.68}{8.697} = 1.11$

$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}\right) = 0.631.$

Donc : $\alpha = 0.010 < 0.631 \dots \dots \dots$ C.V.

✓ **Sur appui rive :**

$\alpha = 0.022$

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2.02}{1.48} = 1.36$

$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}\right) = 0.881.$

Donc : $\alpha = 0.0244 < 0.881 \dots \dots \dots$ CV

✓ **Appui intermédiaire :**

$\alpha = 0.020$

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.72}{1.60} = 1.075$

$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}\right) = 0.596.$

Donc : $\alpha = 0.149 < 1.075 \dots \dots \dots$ CV

➤ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

• **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera

$$\text{pas : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{25}{250} \geq \frac{1}{20} \rightarrow 0.1 \geq 0.05 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{25}{250} \geq \frac{6.68}{15 \times 21.83} \rightarrow 0.1 \geq 0.02042 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \rightarrow \frac{2.07}{10 \times 20} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.01035 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV \end{array} \right\}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

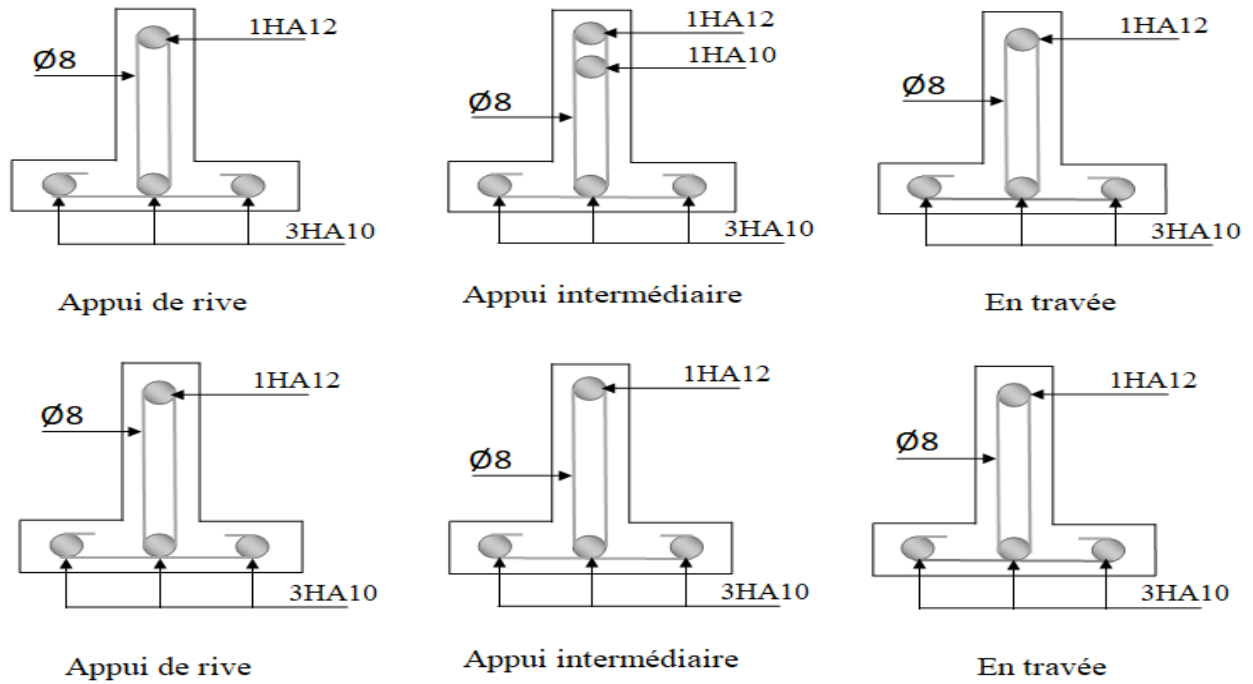


Figure. IV.23 Schéma de Ferrailage des poutrelles plancher étage

IV.4.3. La dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées : Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Les dimensions des mailles sont normalisées "BAEL" comme suit : 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

➤ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

- Si: $L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A > \frac{200}{f_e}$
- Si: $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 4 \frac{L}{f_e}$

A : La section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en : cm^2 pour mètre de nervures).

L_n : Écartement entre axe des nervures.

$F_e = 400 \text{ MPa}$.

- Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à $\left(\frac{A}{2}\right)$.
- Dans notre cas, on a une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

$$L_n = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 \leq 65 \text{ cm} \leq 80$$

$$A_{\text{perp}} = \frac{4 \cdot L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T6 = 1.41 cm²/ml**

↳ espacement de : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A_{\text{paral}} = \frac{A_{\text{perp}}}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T6 = 1.41 cm²/ml.**

↳ espacement de : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

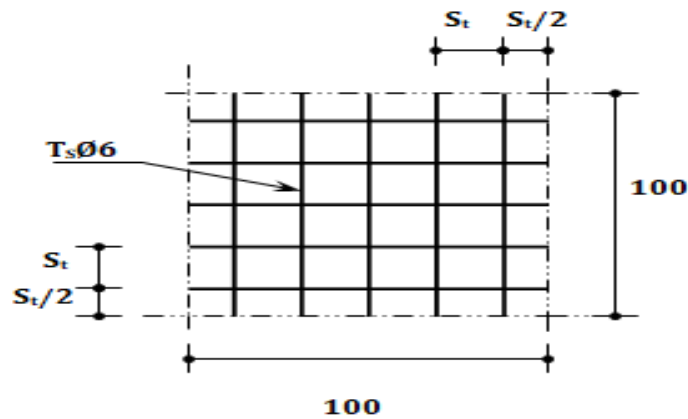


Figure : IV.24. Disposition des armatures de la dalle de compression

IV.5. Les Balcons :

IV.5.1. Introduction :

Les balcons sont des éléments des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur 1 ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés :

- Balcons étage.
- Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres,

IV.5.2. Étude des balcons :

➤ Balcon étage (encastré sur deux cotés):

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur deux côtés, pour le calcul on a fait un calcul automatique à l'aide du programme **SOCOTEC**.

On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicitée, et les autres balcons auront le même que celui-ci.

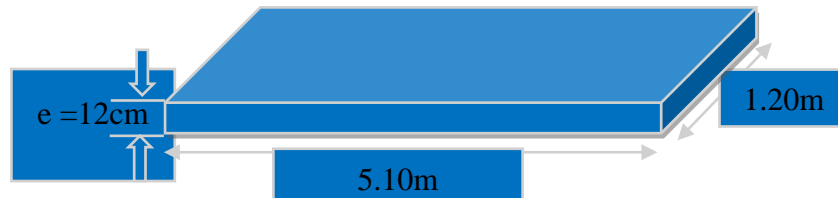


Figure. IV.25. Dimensions du Balcon étage (type 1).

$$\alpha = \frac{1.20}{5.10} = 0.23$$

❖ Evaluation des charges :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur.

La Charge permanente :

$$G = 4.60 \text{ KN/m}^2$$

La Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Sollicitation de calcul :

❖ Les charges :

- L'E.L. U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.46 \text{ KN/ml.}$$

Selon le **SOCTEC**, les résultats obtenus sont :

N	Type	Comp	Valeur	Coef
1	Uniform	-Z	4.6	1.35
2	Uniform	-Z	3.5	1.5

	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN.m)
En travée	2.43	1.2	3.33
Sur appui	0.00	0.00	-12.90
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (K N.m)
En travée	2.43	0.60	0.65
Sur appui	0.00	1.2	-11.41
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN/m)

Min	0.00	1.2	38.79
Max	5.10	1.2	-38.79
	X(m)	Y(m)	T z y (KN/m)
Min	2.43	0.00	-21.04
Max	0.00	1.2	8.92

Tableau.IV.33. Les résultats des efforts à l'E.L.U.

- L'E.L. S : $q_s = G+Q=8.1\text{KN/mlcharges}$

N	Type	Comp	Valeur	Coef
1	Uniform	-Z	4.6	1
2	Uniform	-Z	3.5	1

Tableau. IV.34. Type des charges à L'ELS

Selon le **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx (KN.m)
En travée	2.43	1.2	2.36
Sur appui	0.00	1.2	-9.12
	X(m)	Y(m)	My y (KN.m)
En travée	2.43	0.6	0.46
Sur appui	0.00	1.2	-8.06
	X(m)	Y(m)	Tz x (KN/m)
Min	0.00	1.20	-27.42
Max	5.10	1.20	27.42
	X(m)	Y(m)	Tz y (KN/m)
Min	2.43	0.00	-14.87
Max	0.00	1.2	6.31

Tableau. IV.35. Les résultats des efforts à l'ELS.

➤ **Le ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). **Donc le calcul à l'ELS et l'ELU.**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; A_{s \min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sans X-X		Sans Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m/ml)	-12.90	3.33	-11.41	0.65
b (cm)	100	100	100	100
h(cm)	12	12	12	12
d (cm)	10.8	10.8	10.8	10.8
μ	0,077	0,02	0,068	0,005
α	0,100	0,025	0,088	0,005
Z(cm)	10.37	10.69	10.41	10.78
As(cm²)	3.57	0,87	3.14	0,17
As(Min)	1.30	1.30	1.30	1.30
As adopt(cm²/ml)	4T12=4.52	4T8=2.01	4T12=4.52	4T8=2.01
St(cm)	25	25	25	25

Tableau. IV.36. Résultats de ferrailage.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

La Fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} \\ \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

$V_u = T_{ZX} = 38.79 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{SOCOTEC}$

$V_u = T_{ZY} = 21.04 \dots \dots \dots \text{SOCOTEC}$

$\Rightarrow \tau_u = \frac{38.79 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0.36 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$

$\Rightarrow \tau_u = \frac{21.04 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0.194 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Position de l'axe neutre :**

$by^2 + 30.A_s.y - 30. d. A_s = 0$

➤ **Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)**

$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$

- **Vérification des contraintes :**

On vérifie que : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right\}$

- **Contrainte du béton à la compression :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

- **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times K(d - y) \rightarrow \eta = 15 \text{ Avec } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_{ser} (KN. m)	-9.12	2.36	-8.06	0.46
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	12	12	12	12
d (cm)	10.8	10.8	10.8	10.8
As adop (cm²)	4.52	2.01	4.52	2.26
Y_{ser} (cm)	3.21	2.26	3.21	2.26
I (cm⁴)	2008.36	2583.66	5008.36	2583.66
K (N/mm³)	0,18	0,12	0.16	0.017
$\overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	204.93	153.72	182.16	21.77
σ_{bc} (Mpa)	5.77	2.71	5.13	0.38
$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$	CV	CV	CV	CV

$$D = \frac{15 \times A_{st}}{b}; \quad E = 2 \times d \times D; \quad K = \frac{M_{ser}}{I}.$$

Tableau. IV.37. Vérification des contraintes du balcon à l'ELS.

➤ Schéma de ferrailage :

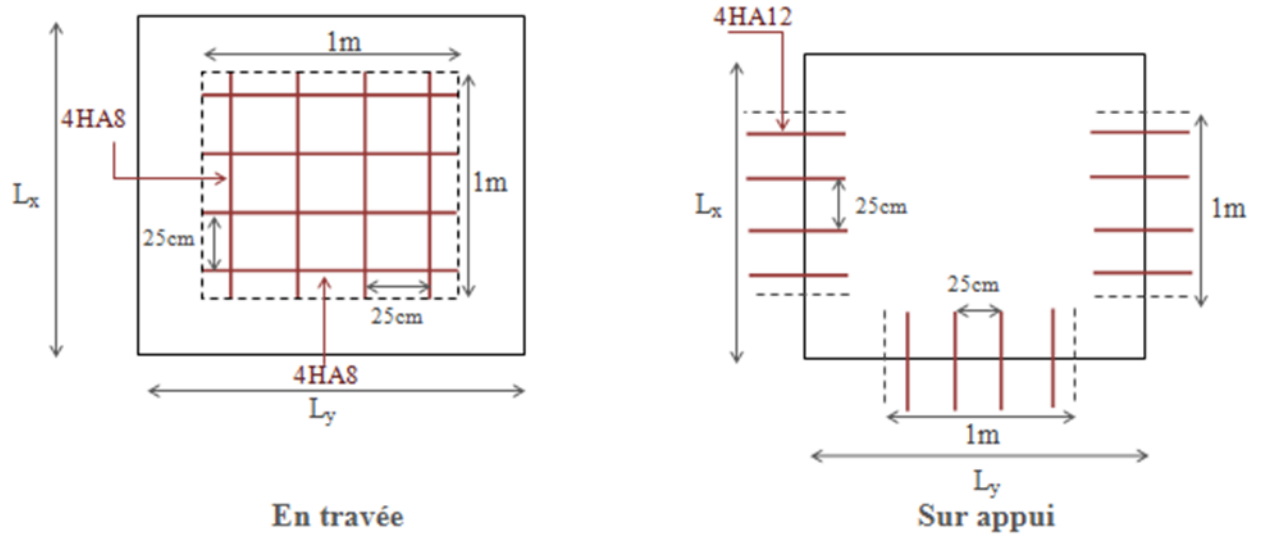


Figure. IV.26. Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon étage

CHAPITRE V



ETUDE DYNAMIQUE

Chapitre V : Etude Dynamique

V.1. Introduction

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle, accumulée dans les Roches, par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce Terrestre lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se Produit et donne naissance aux ondes sismiques, qui se propagent dans toutes les Directions et atteignent la surface du sol, ces mouvements du sol affectant les ouvrages par déplacement de leurs appuis et effets plus ou moins amplifiés dans la structure, Le niveau d'amplification dépend Essentiellement de la période de la structure et de la nature du Sol, ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le Comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs. L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ❖ Respect de la réglementation parasismique.
- ❖ Conception architecturél parasismique.
- ❖ Mise en œuvre soigné

V.3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélélogramme

V.3.1. Présentation de la méthode statique équivalente :

V.3.1.1. Principe :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant

deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V.3.1.2. Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés :

- 1) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- 2) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

V.3.1.3. Domaine d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zones III.

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

1) **Zone I** : tous groupes

2) **Zone II** : groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

3) **Zone III** : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08

Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures ; elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.
- L'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

- L'établissement d'une bonne modélisation.
- Le choix judicieux des modes à retenir.
- La connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes ; la règle quadratique ne doit pas être considérée comme ayant une valeur universelle.

V.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélélogramme :

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

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

V.3.4. Choix de la méthode de calcul pour notre structure :

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ; sachant que la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre bâtiment (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfait).

V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

❖ La classification des zones sismiques :

Selon le RPA on a 4 zones sismiques

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne (**II_a**, **II_b**)
- Zone III : sismicité élevée

❖ La classification des sites : Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 : site rocheux
- Catégorie S2 : site ferme
- Catégorie S3 : site meuble
- Catégorie S4 : site très meuble

❖ Classification des ouvrages selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité on a :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Groupe	Zone			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau. V.1.Coefficient d'accélération de zone A.

❖ La classification du système de contreventement.

	Description du système de contreventement	Valeur De R
A	Béton armé	
1a	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau. V.2.Classification de la structure selon le système de contreventement.

Selon le **RPA99v2003** ;

✓Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

$$R=3.5$$

✓ **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles**

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

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

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

R=5

$N_U(\text{total}) = 17785.82$

$N_{\text{VOIL}} = 4571.87$

$N_{\text{VOIL}}(\%) = \frac{4571.87}{17785.82} = 26\%$

Donnée par **RPA99v2003 ; R=3.5**

✚ **Régularité :**

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ✓ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ✓ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4
- ✓ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière.

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre du **RPA99v2003** qui dépend des coefficients suivants :

❖ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Critère q	P _q	Observer / non observer
Condition minimale sur les files de contreventement	0	O
Redondance en plan	0	O
Régularité en plan	0.05	N.O
Régularité en élévation	0.05	N.O
Contrôle de qualité des matériaux	0	O
Contrôle de qualité de l'exécution	0,10	N.O
Σq		0,20

Tableau. V.3. Pénalité P_q en fonction des critères de qualités. $Q = 1 + 0,20 = 1,20$

❖ Périodes associées à la catégorie du site T₁ et T₂ :

Donnée par RPA99v2003 (tab 4.7 page 56) Site de catégorie S3 (Site meuble)

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases}$$

❖ Facteur de correction d'amortissement η :

Donnée par RPA99v2003 (for 4.3 pages 46)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

❖ Pourcentage d'amortissement critique :

Donnée par RPA99v2003 (tab 4.2 page 48), $\xi = 10\%$ pour portique en béton armé-Maçonnerie.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton Armé-maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau. V.4. Valeurs de ξ (%).

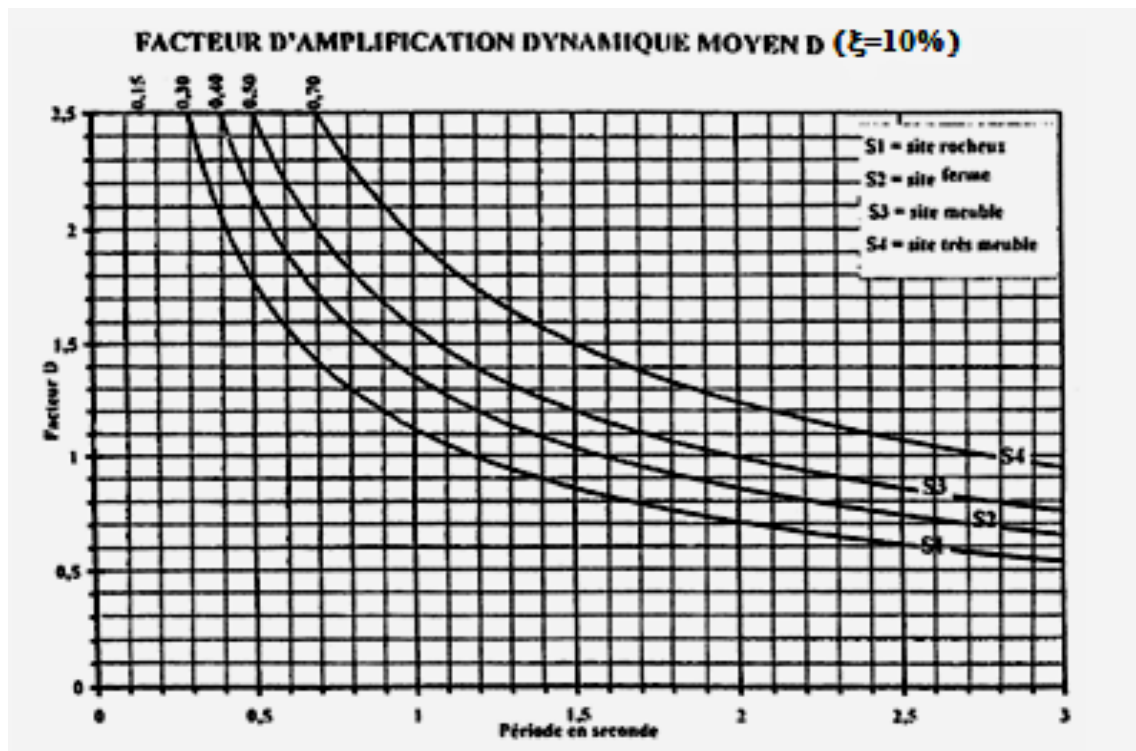


Figure V.1. Diagramme de spectre en fonction de site par RPA.

La structure est classée régulier si l'un De ces critères n'est pas satisfait.

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en zone II	Les coiffassions
Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe 2	A= 0,15
Classification des sites	Site meuble S3	T ₁ = 0,15 s T ₂ = 0,50 s
Classification des systèmes de contreventements	Système de contreventement mixte portiques – voiles.	R = 3.5 C _T = 0,05
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	Irrégulier en plan régulier en élévation	Bâtiment Irrégulier

Tableau. V.5. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003

V.5. L'analyse dynamique de la structure par ROBOT :

V.5.1. Spectre de réponse de calcul :

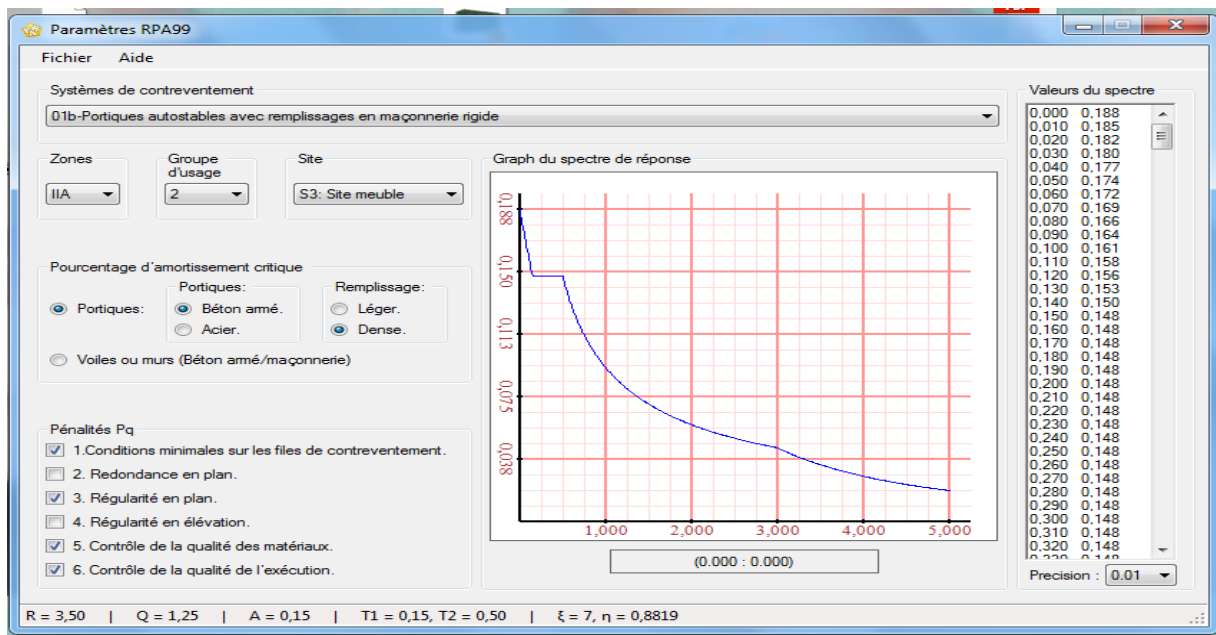


Figure V.2. Le spectre de réponse.

V.5.2. Modélisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.).

V.5.2.1. Description du logiciel ROBOT :

ROBOT est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (**Euro code, UBC, ACI...etc.**). En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

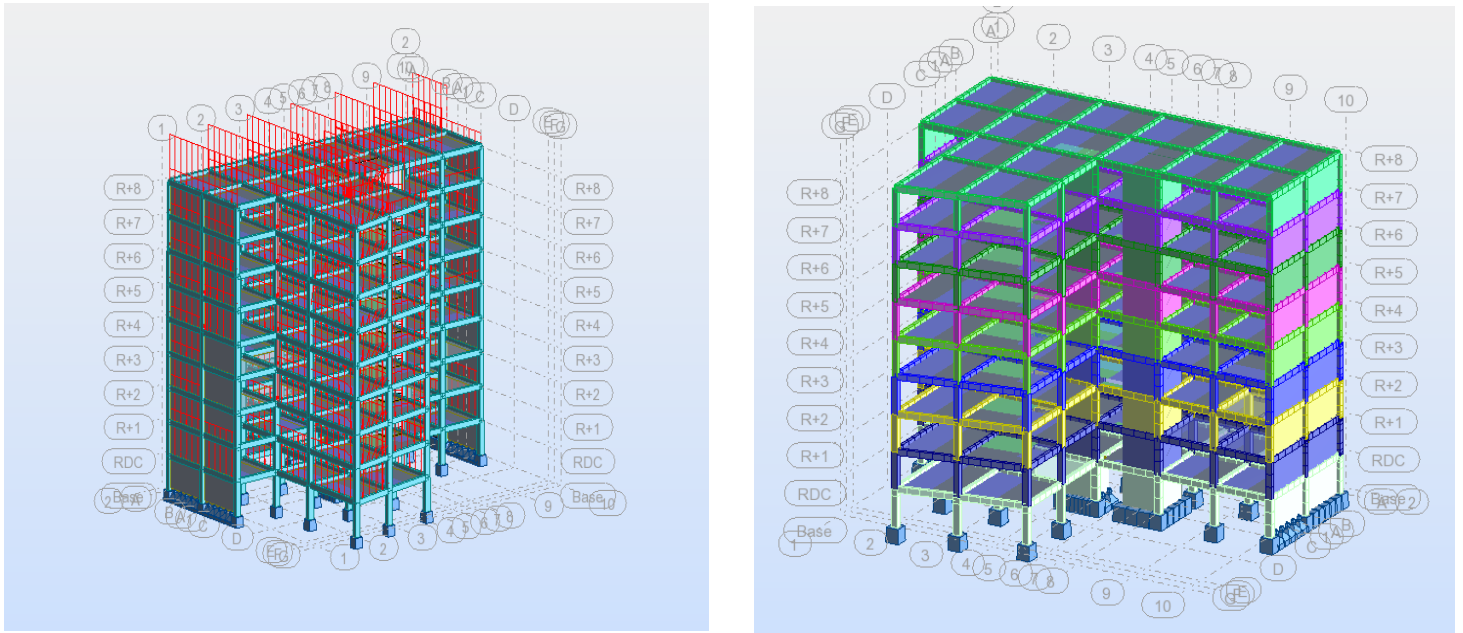


Figure V.3. Modélisation de la structure de tour par ROBOT.

VI.5.2.2. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité Q RPA99/ Version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

VI.5.2.3. Nombre de mode à prendre en compte :

D'après les **RPA99/Version2003** (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

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

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. **VI.6.**

Etape de modélisation :- La modélisation est effectuée comme suit :

- Définition des matériaux.
- Les poteaux, poutres et poutrelles sont modélisés par un élément de type FRAME.- Les voiles

et dalle sont créés par un élément de type SHELL. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles ; - Définition des sections ; - Définition des charges (G ; Q) et les appliquer aux éléments porteurs ; - Introduction du spectre de réponse à appliquer ; - définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

- ELU : $1,35G + 1,5Q$,BAEL 91
- ELS : $G + Q$,BAEL 91
- $G + Q + E_x$, RPA 2003,5.2
- $G + Q + E_y$, RPA 2003,5.2
- $0,8G + E_x$, RPA 2003,5.2
- $0,8G + E_y$, RPA 2003,5.2 .

- Définir les conditions aux limites : pour les fondations en choisissant un type d'appui encastrement à la base ;

- Spécifier un diaphragme à chaque plancher : la théorie des planchers rigides est mise en évidence par une déclaration de diaphragmes rigides.

VI.7. La proposition de disposition des voiles :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,48	73,75	0,00	0,0	73,75	0,00
3/ 2	0,26	73,75	67,50	0,0	0,00	67,50
3/ 3	0,18	73,79	70,44	0,0	0,04	2,94
3/ 4	0,14	87,39	70,54	0,0	13,60	0,10
3/ 5	0,09	87,74	83,98	0,0	0,34	13,44
3/ 6	0,09	89,63	84,72	0,0	1,89	0,74
3/ 7	0,08	91,04	87,17	0,0	1,41	2,46
3/ 8	0,07	91,34	87,25	0,0	0,30	0,07
3/ 9	0,06	91,43	87,60	0,0	0,08	0,35
3/ 10	0,06	91,82	89,52	0,0	0,40	1,93
3/ 11	0,06	92,55	89,84	0,0	0,73	0,31
3/ 12	0,06	94,31	90,23	0,0	1,76	0,39
3/ 13	0,05	94,72	90,23	0,0	0,41	0,00
3/ 14	0,05	95,04	91,28	0,0	0,32	1,05

Tableau. V.6. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2

Les modes propres :

⇒ **1^{ere} mode** :(Translation suivant XX):

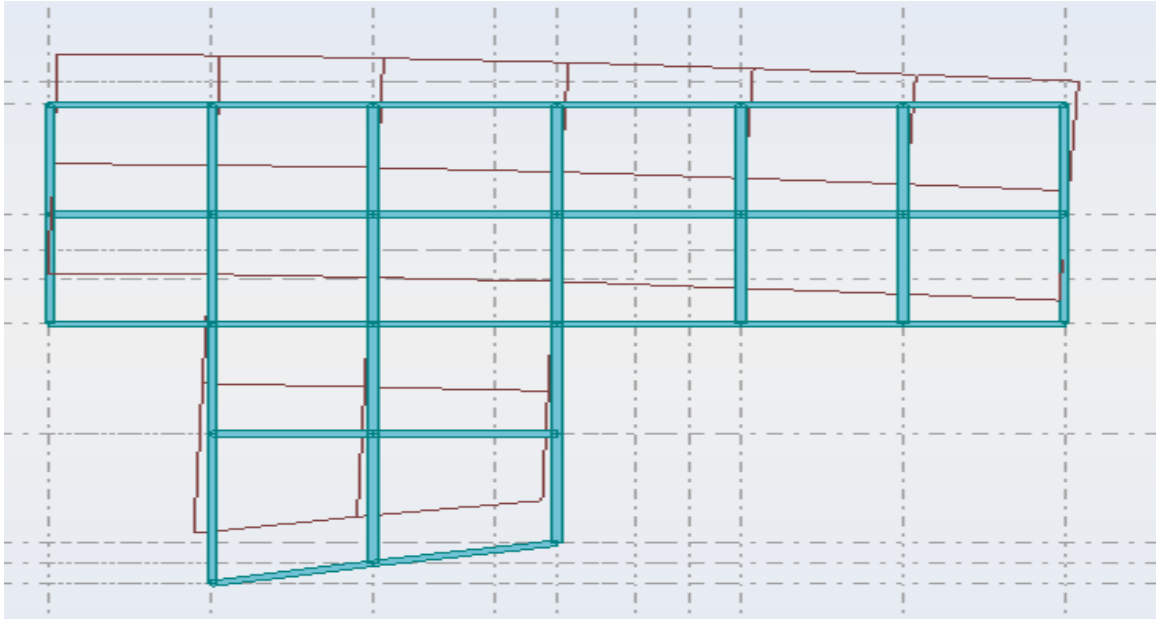


Figure. V.4.Mode 1 ; $T_1= 0,48\text{sec.}$

⇒ **2^{eme} mode** :(Translation suivant YY) :

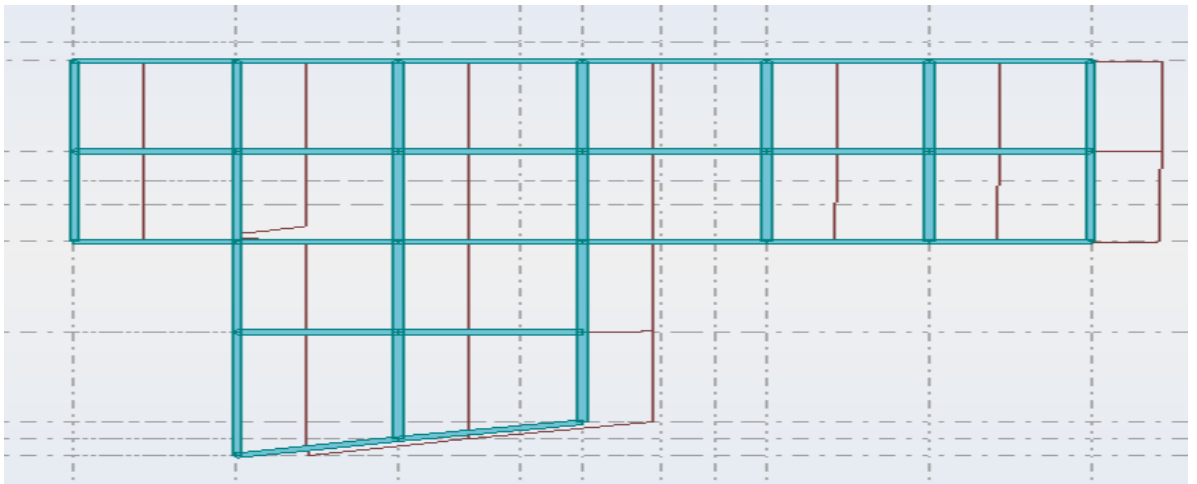


Figure. V.5.Mode 2 ; $T_2= 0.26 \text{ sec.}$

⇒ **3^{eme} mode** :Torsion :

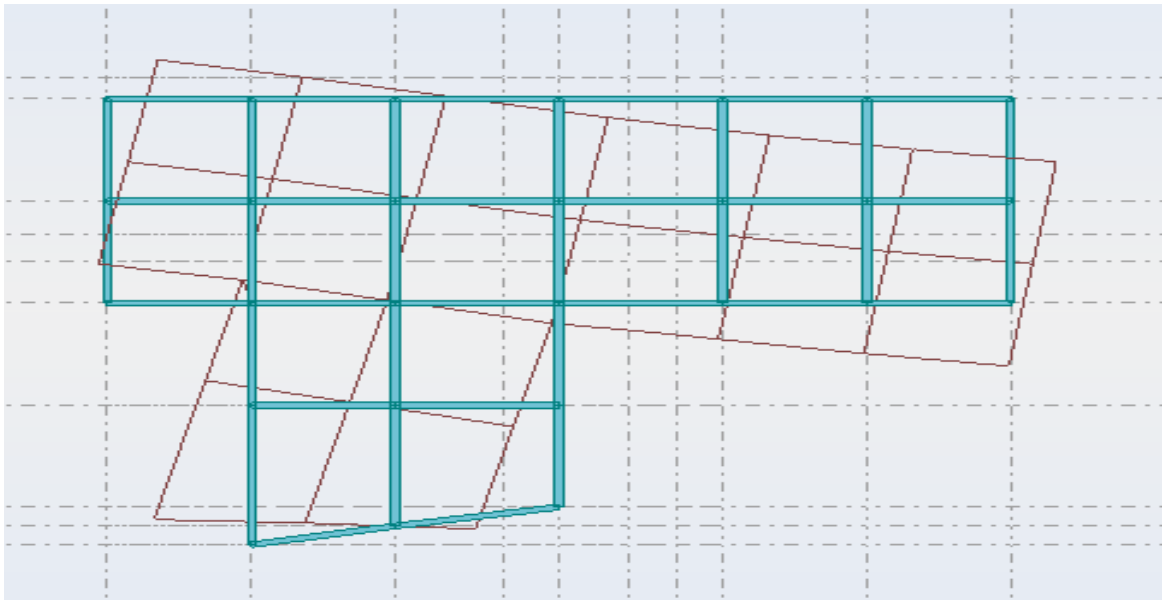


Figure. V.6.Mode 3 ; T₃= 0.18 sec

VI.8. Vérification Période fondamentale théorique :

A. Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

	C_T	h_N (m)	D (m)	C_Th_N^{3/4}	$\frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$	T (sec)
Sens X	0.05	27.50	33.70	0.600	0.426	0.426
Sens-Y	0.05	27.50	25.30	0.600	0.492	0.492

Tableau. V.7.Période fondamental de la structure.

L’analyse dynamique de la structure nous a permis d’obtenir les résultats suivants :

- Une période fondamentale : T_{dynm} = 0.48 sec
- Une période empirique : T_{emp} = 0.492 sec.

D’après **RPA99v 2003 (Art 4.2.4. Page 54)**, il faut que la valeur de T numérique calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques *Temp* appropriées de plus de 30 %.

$$1.3 \times T_{emp} = 0.639 \geq T_{dynm} = 0.48 \text{ sec} \dots\dots\dots CV$$

Il faudra aussi que la somme modèle effective atteigne 90% de la masse totale de la structure (8^{eme} mode)

$$K \geq 3 * \sqrt{N}, T_K \leq 0.20s.RPA 99 V 2003 \text{ art}4.3.4.b$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K .

$$\rightarrow K \geq 8.48 \text{ et } T_{10} = 0,05 < 0,20 \dots \dots \dots (CV)$$

Le nombre des voiles qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité et à la fois rester dans un domaine économique.

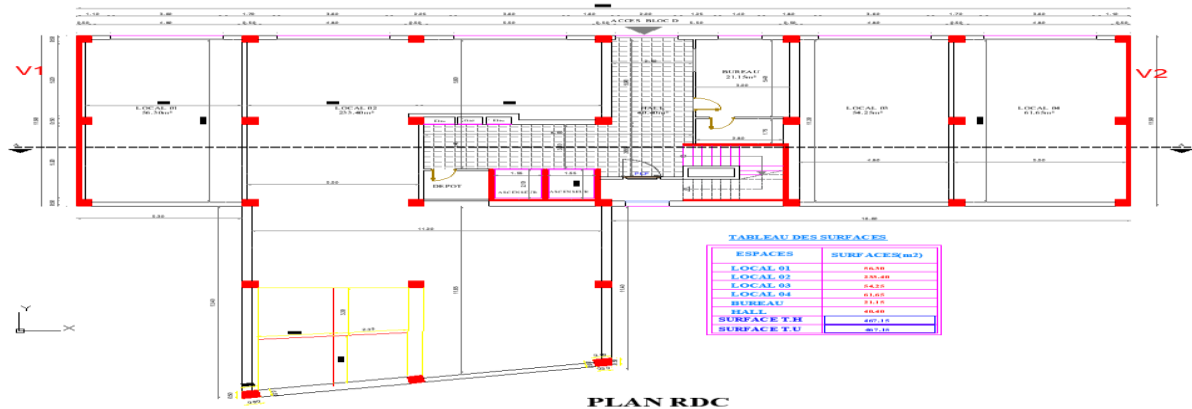


Figure. V.7.Disposition des voiles.

VI.10. Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure. W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

D'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. De RPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation et commerciale : $\beta = 0,20$

Story	Poids
E8	2751.44
E7	2802.68
E6	2885.34
E5	2885.34
E4	2885.34

E3	2950.07
E2	2953.51
E1	2867.90
RDC	2971.18
Totale	25952.8

Tableau. V.8.Poids de chaque étage.

VI.11. Vérifications réglementaires :

VI.11.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

➤ Centre de masse :

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, etc.)

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

➤ Centre de rigidité (centre de torsion) :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du

$$\text{Bâtiment : } X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

VI.11.2. Calcul de l'excentricité théorique :

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de Torsion, qui est donnée par les formules suivantes : $e_x^{the} = X_{CM} - X_{CT}$ $e_y^{the} = Y_{CM} - Y_{CT}$

➤ L'excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x, L_x = 25.3m \Rightarrow e_x^{acc} = 1,265m$$

$$e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y, L_y = 33.70m \Rightarrow e_y^{acc} = 1.685$$

Story	Centre des Masses (ROBOT)		Centre de rigidité (ROBOT)		Excentricité Théorique		Excentricité Accidentelle	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e_x^{the}	e_y^{the}	e_x^{acc}	e_y^{acc}
RDC	15.74	16.22	16.96	15.34	1.22	0,87	1.265	1.685
E1	16.06	16.40	16.97	15.33	0.92	0,106	1.265	1.685
E2	15.63	16.29	16.00	15.33	0.37	0,95	1.265	1.685
E3	5.64	16.30	6.87	15.33	1.22	0,96	1,265	1.685

E4	5.67	16.30	5.22	15.32	0.44	0,98	1,265	1.685
E5	5.67	16.30	5.22	15.32	0.44	0,98	1,265	1.685
E6	5.67	16.30	5.04	15.32	0,63	0,98	1,265	1.685
E7	5.68	16.31	4.63	15.32	1.05	1.00	1,265	1.685
E8	5.65	16.25	5.68	15.32	0.03	0.94	1.265	1.685

Tableau. V.9. Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)

$$\begin{cases} e_{x\text{thé}} = 1.22 \text{ m} < e_{x\text{acc}} = 1.265 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ e_{y\text{thé}} = 0.87 \text{ m} < e_{y\text{acc}} = 1.685 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas **0, X** Lidans chaque direction, seulement Buanderie, on donne l'excentricité théorique dans ROBOT.

VI.13. Vérification de l'effort sismique :

Story	Load	Loc	VX(KN)	VY(KN)à
Story 1	E max	Bottom	3378.22	1982.86

Tableau. V.10. Valeur de l'effort sismique sur l'axe X, Y

➤ **Coefficient dynamique (Site : S3) :**

✚ **D:** est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec.} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3\text{sec.} \end{cases}$$

→ **Art 4.2.3** du RPA99/ version 2003, (**site meuble (S3)**) :

✚ $T_1 = 0.15 \text{ sec.}$

✚ $T_2 = 0.50 \text{ sec.}$

Avec :

✚ **T₂** : Période caractéristique associée à la catégorie du site (**Tableau 4.7**).

✚ **η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \left[\frac{7}{2 + \xi} \right]^{\frac{1}{2}} \geq 0,7.$$

✚ $\xi(\%)$: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau 4.2** du RPA99 Art 4.2.3. Portique en béton armé avec remplissage dense $\xi = 10\%$.

Alors : $\rightarrow \eta = 0,88 > 0,7$

D'après [RPA99/version 2003], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{✚ Pour : } T_x = 0.426 \quad T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.44$$

$$\text{✚ Pour : } T_y = 0.492 \quad T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.22$$

➤ Calcul de la force sismiques totale « V » :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

$$\checkmark \text{ Selon X-X: } V_x^s = \frac{0.15 \times 2.44 \times 1.25}{3.5} \times 25952.8 = 3392.401 \text{KN.}$$

$$\checkmark \text{ Selon Y-Y: } V_y^s = \frac{0.15 \times 2.22 \times 1.25}{3.5} \times 25952.8 = 3091.458 \text{KN.}$$

$$0,8V_x^s = 2713.921 \text{KN}$$

$$0,8V_y^s = 2473.166 \text{KN}$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{tx} = 3378.22 > 0,8V_x^s = 2346.874 \text{KN} \dots \dots \text{CV.}$$

$$V_{ty} = 2486.14 > 0,8V_y^s = 2135.544 \text{KN.} \dots \dots \text{CV.}$$

VI.14. Modélisation par brochette :

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivants :

VI.14.1. Par la méthode statique équivalent :

a) Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{Avec : } F_t \text{ Force concentrée au sommet de la structure.}$$

F_i : Force horizontale au niveau i.

$$F_t = 0,07 T \times V \quad \text{Si } T > 0.7 \text{ sec.}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T < 0.7 \text{ sec}$$

V : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

T : est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0.7 sec .

Pour:

$$\begin{cases} T_x = 0.426 \text{ s} & F_{tx} = 0 \\ T_y = 0.492 \text{ s} & F_{ty} = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Le sens X : } V_x - F_t = 2374.681 \text{ KN.} \\ \text{Le sens Y : } V_y - F_t = 2160.57 \text{ KN.} \end{cases}$$

La partie restante ($V - F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad \text{Avec : } W_i : \text{ poids de niveau } i.$$

H_i : niveau de plancher (à partir de la base) où s'exerce la force F_i .

➤ Distribution des forces suivant X :

Story	Wi (KN)	hi (m)	Wi × hi (KN.m)	∑ Wi × h i (KN.m)	V _x - F _{tx}	F _{ix}
8 étages	2751.44	27.54	75774.657	393174.224	2374.681	457.661
7 étages	2802.68	24.48	68609.606	393174.224	2374.681	414.386
6 étages	2885.34	21.42	61803.982	393174.224	2374.681	373.281
5 étages	2885.34	18.36	52974.842	393174.224	2374.681	319.955
4 étages	2885.34	15.3	44145.702	393174.224	2374.681	266.629
3 étages	2950.07	12.24	36108.856	393174.224	2374.681	218.089
2 étages	2953.51	9.18	27113.221	393174.224	2374.681	163.757
1 étage	2867.90	6.12	17551.548	393174.224	2374.681	106.007
RDC	2971.18	3.06	9091.810	393174.224	2374.681	54.912
Total			393174.224			

Tableau. V.11.La distribution de l’effort sismique selon la hauteur suivant **X**.

➤ **Distribution des forces suivant y :**

Story	Wi (KN)	hi (m)	Wi× hi (KN.m)	$\sum Wi \times h_i$ (KN.m)	$V_Y - F_{Yi}$	F_{Yi}
8 étages	2751.44	27.54	75774.657	393174.224	2160.57	416.396
7 étages	2802.68	24.48	68609.606	393174.224	2160.57	377.023
6 étages	2885.34	21.42	61803.982	393174.224	2160.57	339.625
5 étages	2885.34	18.36	52974.842	393174.224	2160.57	291.107
4 étages	2885.34	15.3	44145.702	393174.224	2160.57	242.589
3 étages	2950.07	12.24	36108.856	393174.224	2160.57	198.425
2 étages	2953.51	9.18	27113.221	393174.224	2160.57	148.992
1 étage	2867.90	6.12	17551.548	393174.224	2160.57	96.449
RDC	2971.18	3.06	9091.810	393174.224	2160.57	49.961
Total			393174.224			

Tableau. V.12.La distribution de l’effort sismique selon la hauteur suivant **Y**

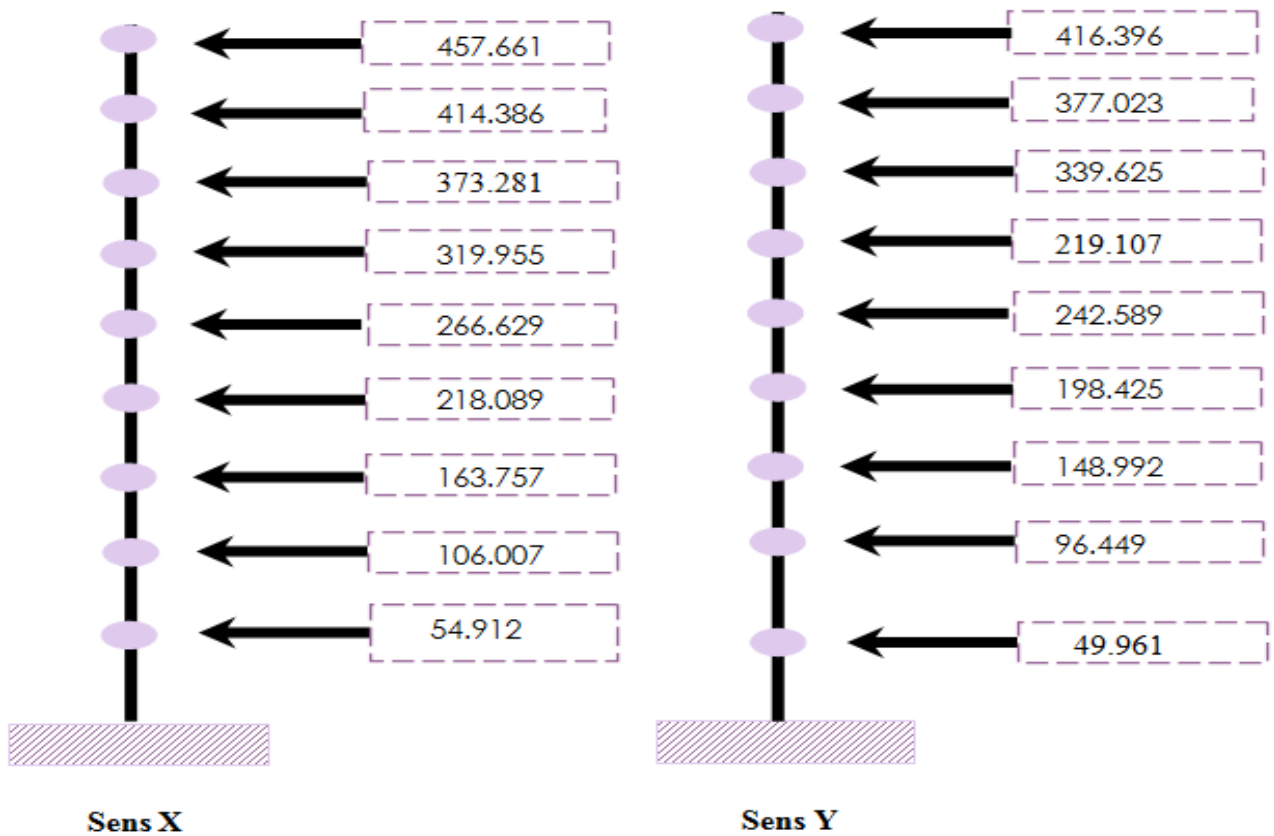


Figure VI.8. La distribution de l’effort sismique suivant X et Y

b) Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i$$

➤ **Distribution de l'effort tranchant suivant X :**

Story	Wi	Hi	F _{tx}	Fix	Vi
8 étages	2751.44	27.54	0	457.661	457.661
7 étages	2802.68	24.48	0	414.386	872.047
6 étages	2885.34	21.42	0	373.281	1245.328
5 étages	2885.34	18.36	0	319.955	1565.283
4 étages	2885.34	15.3	0	266.629	1831.912
3 étages	2950.07	12.24	0	218.089	2050.001
2 étages	2953.51	9.18	0	163.757	2213.758
1 étage	28667.90	6.12	0	106.007	2319.765
RDC	2971.18	3.06	0	54.912	2374.677

Tableau. V.13. La distribution de l'effort tranchant suivant X.

➤ **Distribution de l'effort tranchant suivant Y :**

Story	Wi	Hi	F _{ty}	F _{yi}	Vi
8 étages	2751.44	27.54	0	416.396	416.396
7 étages	2802.68	24.48	0	377.023	793.419
6 étages	2885.34	21.42	0	339.625	1133.044
5 étages	2885.34	18.36	0	291.107	1424.151
4 étages	2885.34	15.3	0	242.589	1666.74
3 étages	2950.07	12.24	0	198.425	1865.165
2 étages	2953.51	9.18	0	148.992	2014.157
1 étage	28667.90	6.12	0	96.449	2110.606
RDC	2971.18	3.06	0	49.961	2160.567

Tableau. V.14. La distribution de l'effort tranchant suivant Y

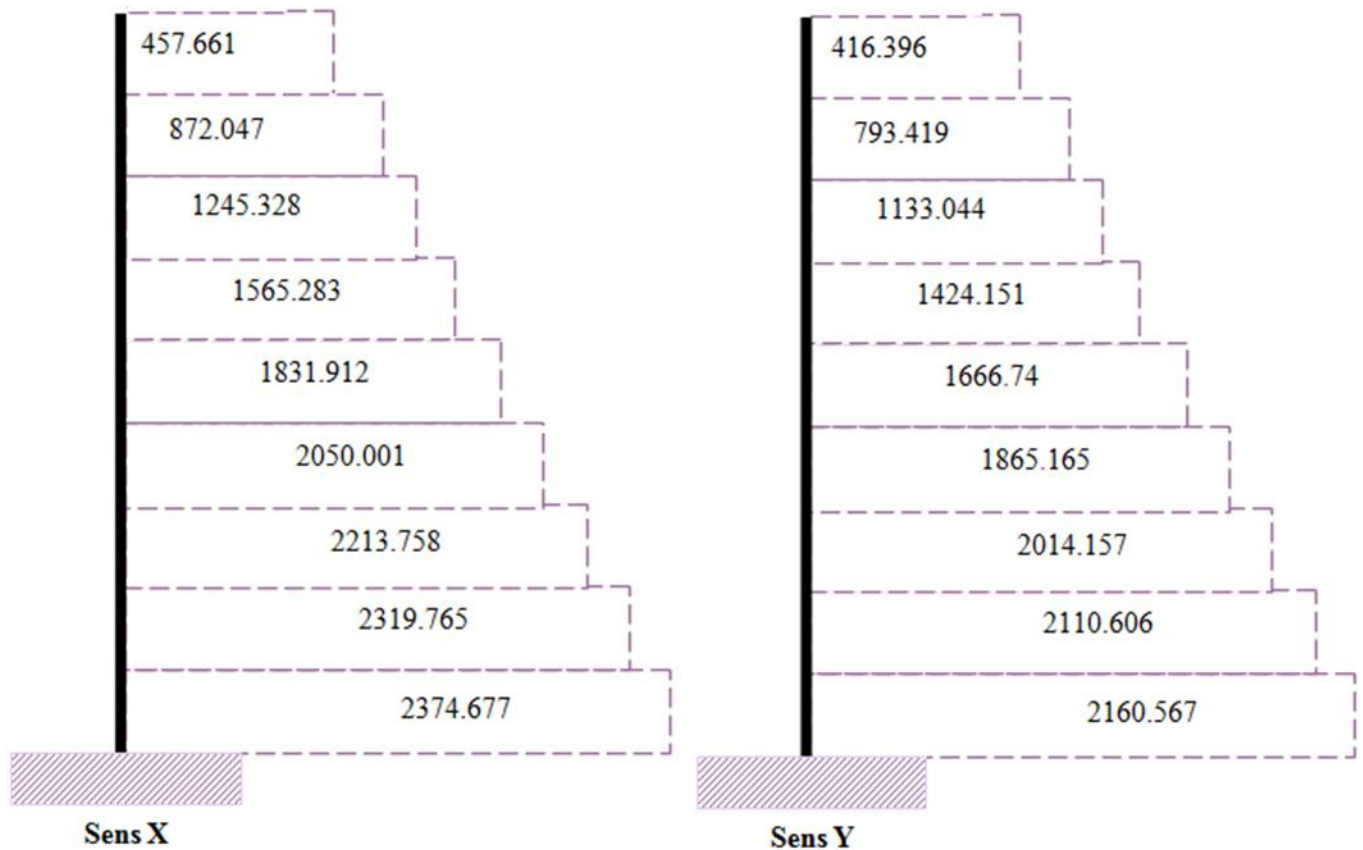


Figure VI.9. La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y

VI.15. Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_x^K \leq \Delta_{adm} \\ \Delta_y^K \leq \Delta_{adm} \end{array} \right. \quad \Delta_{adm} = \frac{h_e}{100} \Delta_{adm} : \text{Le déplacement relatif admissible.}$$

➤ Calcul des déplacements :

D'après RPA99 Version 2003 (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R \times \delta_{eK}$ Avec : δ_K Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " $K - 1$ " est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures ROBOT on peut avoir le déplacement dans chaque niveau :

Story	δ_{ex} (m)	δ_x (m)	δ_{ey} (m)	δ_y (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	Δ_{adm} (m)	OB
RDC	0,00288	0,0100	0,00057	0,0019	0,0100	0,0019	0,0306	C.V
1étage	0,00602	0,0210	0,00118	0,0041	0,011	0,0022	0,0306	C.V
2étages	0,00766	0,0268	0,00157	0,0054	0,0058	0,0070	0,0306	C.V
3étages	0,00837	0,0292	0,00175	0,0061	0,0024	0,0042	0,0306	C.V
4étages	0,00923	0,0323	0,00208	0,0072	0,0031	0,0011	0,0306	C.V
5étages	0,00900	0,0315	0,00214	0,0074	0,0008	0,0002	0,0306	C.V
6étage	0,00817	0,0285	0,00210	0,0075	0,003	0,0001	0,0306	C.V
7étages	0,00774	0,0270	0,00215	0,0075	0,0015	0,0	0,0306	C.V
8 étages	0,00634	0,0221	0,00190	0,0065	0,0049	0,001	0,0340	C.V

Tableau. V. 15. Vérification des déplacements.

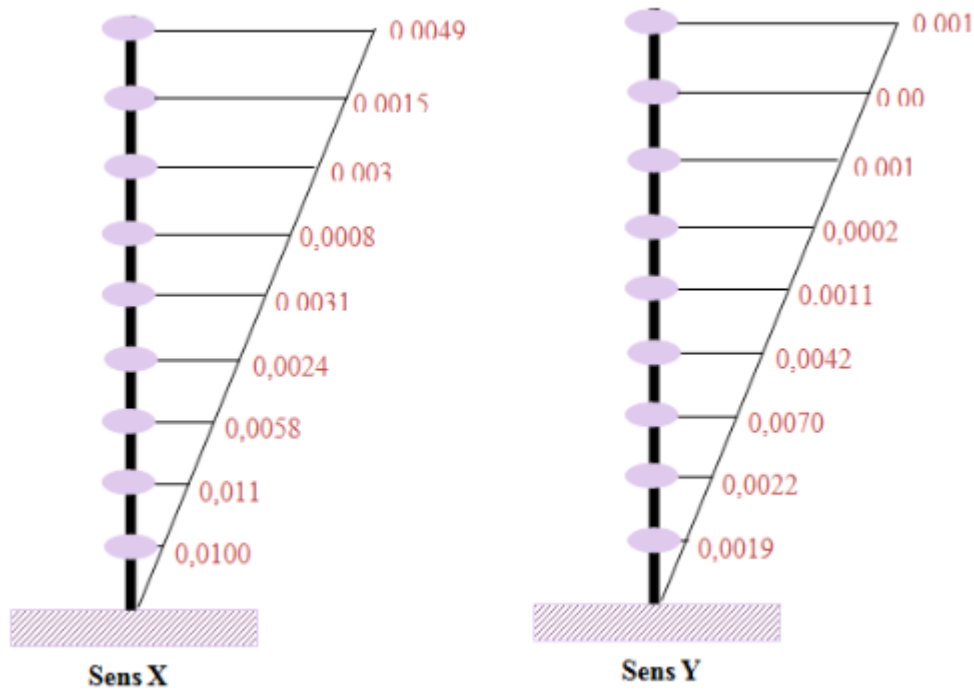


Figure.VI.10. Déplacements de chaque niveau dans les deux sens X ET Y

VI.16. Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du 2^o ordre (ou effet $P - \Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k », $P_k = \sum (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$. (voir paragraphe 4.2.3 calcul de W).
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau " k " : $V_k = \sum F_i$.
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $k - 1$ » (voir paragraphe 4.2.10).
- h_k : hauteur de l'étage « k ». Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets $P - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.

Si : $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ Sens X-X :

Etage	$W_i(\text{KN})$	$p_i(\text{KN})$	$\Delta_i(\text{m})$	$V_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	Θ
8étage	2751.44	2751.44	0.0049	457.661	3.06	0.009629
7 étages	2802.68	2802.68	0,0015	872.047	3.06	0,001575
6 étages	2885.34	2885.34	0,003	1245.328	3.06	0,002271
5 étages	2885.34	2885.34	0,0008	1565.283	3.06	0,000481
4 étages	2885.34	2885.34	0,0031	1831.912	3.06	0,0015956
3 étages	2950.07	2950.07	0,0024	2050.001	3.06	0,0011286
2 étages	2953.51	2953.51	0,0058	2213.758	3.06	0,0025288
1 étage	28667.90	28667.90	0,011	2319.765	3.06	0,0444245
RDC	2971.18	2971.18	0,0100	2374.677	3.06	0,0040888

Tableau VI.16. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X.X.

➤ Sens-Y-Y :

Etage	$W_i(\text{KN})$	$p_i(\text{KN})$	$\Delta_i(\text{m})$	$V_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	Θ
8étage	2751.44	2751.44	0.001	416.396	3.06	0.0021593
7 étages	2802.68	2802.68	0,00	793.419	3.06	0,00
6 étages	2885.34	2885.34	0,0001	1133.044	3.06	0,0000832
5 étages	2885.34	2885.34	0,0002	1424.151	3.06	0,0001324
4 étages	2885.34	2885.34	0,0011	1666.74	3.06	0,0006223
3 étages	2950.07	2950.07	0,0042	1865.165	3.06	0,0002170
2 étages	2953.51	2953.51	0,0070	2014.157	3.06	0,0033544
1 étage	28667.90	28667.90	0,0022	2110.606	3.06	0,0097653
RDC	2971.18	2971.18	0,0019	2160.567	3.06	0,000853

Tableau. V.17. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y.Y.

❖ Remarque :

On remarque que tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10. Donc on est négligé l'effet P- Δ dans tous les étages.

VI.17. Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage Sollicité par des efforts d'origine sismique.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisant.}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5 \rightarrow \begin{cases} M_s = W \times \frac{L_{x,y}}{2} \\ M_r = \sum F_i \cdot h_i \end{cases}$$

Avec : M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment renversant dû à l'effort sismique, calculées manuellement.

W : poids du bâtiment.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

	L(m)	W(KN)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/ Mr	Observation
Suivant x	25.30	25952.8	328302.92	45038.359	7.289 > 1,5	C.V
Suivant y	33.70		437304.68	40588.589	10.70 > 1,5	C.V

Tableau VI.18. Vérification de la stabilité au renversement

La tour est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

VI.18. Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3) :

On doit vérifier que : $v \leq 0.3 \rightarrow v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$

Poteaux	45 × 60	40 × 55	35 × 50	30 × 45
N_d (KN)	1315.18	1260.59	615.05	311.81
B_r (m ²)	0.270	0.220	0.175	0.135
V	0.194	0,229	0.140	0.092
$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau. V.19. Vérification de L'effort normal réduit.

VI.19. Conclusion :

Selon les résultats obtenus dans ce chapitre, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister au séisme, après un ferrailage correct.

C HAPITRE VI



F ERAILLAIGE DES ELEMENTS PORTEURS

Chapitre VI : Ferrailage Des Eléments Structuraux

VI.1. Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ROBOT**.

La section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
2. Traction simple.
3. Flexion simple.
4. Flexion composée.

Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

VI.1.2. Ferrailage des portiques : VI.2.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

❖ Situation durable :

$$f_{bu} = 17 \text{ MPa} , \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \gamma_s = 1.15 , \gamma_b = 1.5$$

❖ Situation accidentelle :

$$f_{bu} = 22.17 \text{ MPa} , \sigma_s = 400 \text{ MPa} , \gamma_s = 1\gamma_b = 1.15$$

VI.2.1.1. Combinaisons des charges :

❖ Etat limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par : **1,35G+1,5Q.....** Selon **BAEL93**

❖ Etat limite de service : Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation : **G+Q.....** Selon **BAEL93**

❖ Etat limite accidentelle : Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

G+Q ± E..... Selon **RPA2003**

0.8G ± E..... Selon **RPA2003**

VI.2.1.2 Calcul de ferrailage :

VI.2.1.2.1. Ferrailage des poutres longitudinales :

- ❖ Ferrailage en travée : ELU (**1.35G + 1.5 Q**)
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : **G+Q ± E**
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**

Pour le calcul, on utilise les valeurs maximums des moments (en travée et sur appui).

D'après les résultats du logiciel **ROBOT** :

M_{max}en Travée = 50.08KN. m

M_{max}sur Appuis:

- nappe sup → **M_{sup}^a = 170.52 KN. m**
- Nappe inf → **M_{inf}^a = 153.62 KN. m**

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par B.A.E.L 91 :

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ;$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

Position	Mu (K N.m)	b (cm)	H (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	As (cm ²)	A _{min} RPA	Amin	A adoptée (cm ²)
Travée	50.08	30	50	45	0,048	0,061	43.90	3,30	7.50	1.86	3T14 +3T12 = 8.01
Appuis Sup	170.52	30	50	45	0,165	0,222	41.00	11.95	7.50	1.86	6T16=12.06
Appuis inf	153.62	30	50	45	0,148	0,201	41.38	10.66	7.50	1.86	3T16 +3T14 =10.66

Tableau.VI.1. Calcul du ferrailage des poutres longitudinales.

❖ **Vérification du ferrailage des poutres longitudinales :**

➤ **Section minimale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

➤ **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

4 % b×h en zone courante

6 % b×h en zone de recouvrement

➤ **Condition de non fragilité :**

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

	A_{min} RPA	A_{MAX} RPA 4 % b × h	A_{MAX} RPA 6 % b × h	A_{min} BAEL	A_{cal}	A adoptée (cm²)	O.B
Travée	7.50	60	90	1.86	3,30	3T14 +3T12 = 8.01	C.V
Appui sup	7.50	60	90	1.86	11.95	6T16=12.06	C.V
Appui inf	7.50	60	90	1.86	10.66	3T16 +3T14 =10.66	C.V

Tableau.VI.2. Vérification du ferrailage des poutres longitudinales.

❖ **Vérification à L'ELU :**

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable : $\tau_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicité ; B641 → T_{max} = 172.26 KN

Avec : b = 30cm ; d = 45cm

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{172.26 \times 10^3}{300 \times 450} = 1.276 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Calcul de la section des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :** On a :

$$\phi_l \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right)$$

$$\phi_l \leq \min \left(\frac{500}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) = 12 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm}$$

On prend T8 [HA → f_e400MPa]

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left[\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 40}{400} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Soit : **4T8 = 2,01 cm² > 1,2cm²CV**

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{(2,01 \times 400)}{(0,4 \times 30)} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2}) = 40 \text{ cm}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right) = \min \left(\frac{50}{4}, 12 \times 1,2 \right) = 12,50 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

✓ **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure : $A_t = 10,66\text{cm}^2$

a- **Calculi de σ_b :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 320 y - 14391 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : **y = 17.20cm**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 174461,60 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée B641 → $M_{ser} = 35,88 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{35,88 \times 10^6 \times 17,20 \times 10}{174461,60 \times 10^4} = \mathbf{3,58 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = \mathbf{3,58 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \text{ C.V}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{35,88 \times 10^6}{174461,6 \times 10^4} \times (450 - 17,20 \times 10) = 85,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 85,76 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \text{ CV}$$

❖ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 55.86 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times Q = 3.975 \text{ KN/ml.} \\ L = 5.3\text{m.} \end{array} \right.$$

$$G = 30 \times 0.3 \times 0.50 + \left(\frac{5.3}{2} + \frac{5.3}{2}\right) \times 5.7 = 55.86 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$Q = \left(\frac{5.30}{2} + \frac{5.30}{2} + 0.3\right) \times 1.5 = 3.975 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{(55.86 + 3.975) \times 5.3^2}{8} = 210 \text{ KN.m}$$

En travée : $A_s = 3T14 + 3T12 = 8.01\text{cm}^2$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \geq 0,094 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{\text{tser}}}{10M_0} \geq 0,094 > 0,017 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0059 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

VI.2.1.2.2. Ferrailage des poutres transversales :

- ❖ Ferrailage en travée : ELU (1.35G + 1.5 Q)
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : G+Q ± E
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : 0,8G ± E

Pour le calcul, on utilise les valeurs maximums des moments (en travée et sur appui).

D'après les résultats du logiciel ROBOT :

M_{max} en Travée = 67.73 KN.m

M^{max} sur Appuis:

Nappe sup → M^a_{sup} = 123.07 KN.m

Nappe inf → M^a_{inf} = 79.29 KN.m

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par B.A.E.L 91 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; \quad A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

Position	Mu (KN.m)	B (cm)	H (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	As (cm ²)	A _{min RPA}	A _{mi n}	A adoptée (cm ²)
Travée	67.73	30	50	45	0,065	0,084	43.49	4.47	7.50	1.86	6T14 =9.24
Appuis Sup	123.07	30	50	45	0,119	0,158	42.15 6	8.39	7.50	1.86	3T16+2T14 =9.11
Appuis Inf	79.29	30	50	45	0,077	0,100	43.20	5.27	7.50	1.86	6T14 =9.24

Tableau.VI.3. Calcul du ferrailage des poutres transversales.

❖ **Vérification du ferrailage des poutres transversales :**

➤ **Section minimale (RPA):**(art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003).

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

➤ **Section maximale (RPA):**(art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003).

4 % b × h en zone courante.

-6 % b × h en zone de recouvrement.

➤ **Condition de non fragilité :**

	A _{min RPA}	A _{MAX RPA} 4 % b × h	A _{MAX RPA} 6 % b × h	A _{min BAEL}	A _{cal}	A adoptée (cm ²)	O.B
Travée	7.50	60	90	1.86	4.47	6T14 =9.24	C.V
Appui sup	7.50	60	90	1.86	8.39	3T16+2T14 = 9.11	C.V
Appui inf	7.50	60	90	1.86	5.27	6T14 =9.24	C.V

Tableau.VI.4. Vérification du ferrailage des poutres transversales.

❖ **Vérification à L'ELU :**

a. vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Fissuration non préjudiciable : } \tau_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicité ; B172 → T_{max} = 133.50 KN

Avec : b = 30cm ; d = 45cm

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{133.5 \times 10^3}{300 \times 450} = 0.988 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

❖ **Calcul de la section des armatures transversales**

➤ **Choix du diamètre :** On a :

$$\phi_1 \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right)$$

$$\phi_1 \leq \min \left(\frac{500}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) = 12 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm}$$

On prendre T8 [HA → f_e400MPa]

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 40}{400} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T8 = 2,01 cm² > 1.2 cm².....CV

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{(2.01 \times 400)}{(0,4 \times 30)} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 40 \text{ cm}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) = \min\left(\frac{50}{4}, 12 \times 1.2\right) = 12.50 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$

Donc on adopte : S_t = 10 cm... .. En zone nodale.

S_t = 15 cm... .. En zone courante.

La section minimale des armatures transversales selon le **RPA 99** :

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

❖ **Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

✓ **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure : A_t = 6T14 = 9.24 cm²

✓ **Calcul de σ_b :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 277.20y - 12474 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : **y = 16.28 cm**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 154740.85 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée B172 → M_{ser} = 49.00KN.m

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{49.00 \times 10^6 \times 16.28 \times 10}{154740.85 \times 10^4} = 5.155 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 5.155 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{49 \times 10^6}{154740.85 \times 10^4} \times (450 - 162.8) = 136.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 136.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

❖ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 23.32 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times Q = 5.7 \text{ KN/ml.} \\ L = 7.80 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$G = 30 \times 0.3 \times 0.5 + \left(\frac{7.80}{2} + \frac{5.70}{2}\right) \times 5.7 = 42.975 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$Q = \left(\frac{7.80}{2} + \frac{5.70}{2} + 0.3\right) \times 1.5 = 10.575 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{(42.975 + 10.575) \times 7.80^2}{8} = 407.25 \text{ KN.m}$$

- **En travée :** $A_s = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \geq 0,064 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

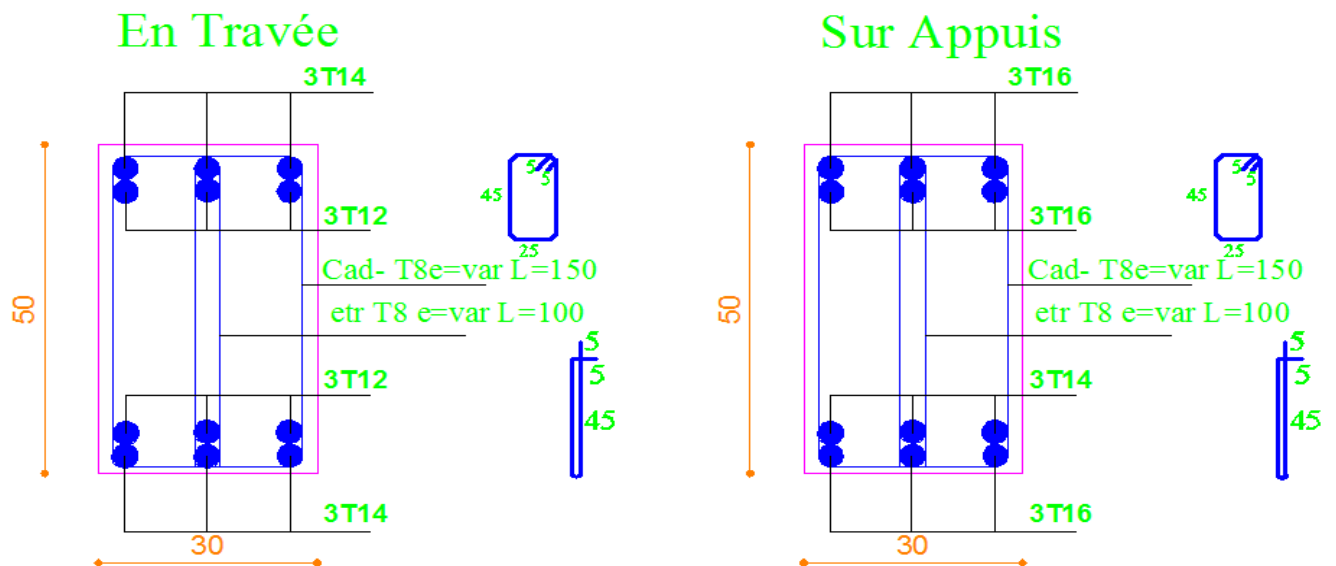
$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{\text{tser}}}{10M_0} \geq 0,064 > 0,012 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0068 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

VI.2.1.2.3. Schéma de ferrailage :

a-Poutre longitudinale :



b-Poutre transversale :

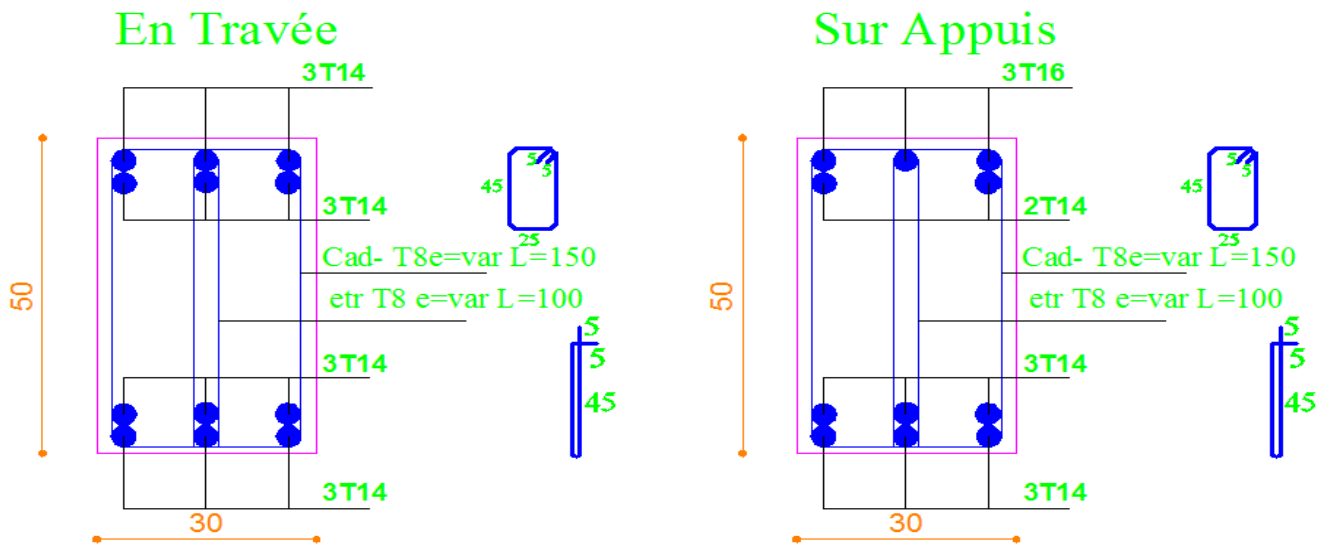


Figure.VI.1. Schéma de ferrailage des poutres longitudinales et transversales.

VI.2.2 Ferrailage des poteaux :

VI.2.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations préjudiciables.

▪ Selon BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

▪ Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 53)

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

Avec **G** : charges permanentes.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

N_{max} — $M_{correspondant}$. ($1,35G + 1,5Q$).

M_{max} — $N_{correspondant}$. ($G + Q \pm E$).

N_{min} — $M_{correspondant}$. ($0,8G \pm E$).

VI.2.2.2. Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 61), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en **zone sismique IIa**

est limité par : $A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 4\% \rightarrow$ En zone courante.

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 6\% \rightarrow \text{En zone recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,8 \% b \times h \text{ (zone IIa)}$$

Le diamètre minimal est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$.

➤ **Les Efforts internes :**

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel « **ROBOT** ».

Calcul en flexion composée en situation accidentelle et durable.

VI.2.2.3. Calcul de ferrailage :

Le résumée des sollicitations données par le logiciel ROBOT. Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec : $\gamma_b = 1.15$; $\gamma_s = 1$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$

Poteaux (cm ²)	45 × 60	40 × 55	35 × 50	30 × 45
Combinaison	E.L. U	E.L. U	E.L. U	E.L. U
N _{max} (KN)	1930.04	1775.49	1104.77	466.48
M _{corr} (KN. m)	7.60	10.57	6.27	29.87
Combinaison	G + Q [±] E	G + Q [±] E	G + Q [±] E	G + Q [±] E
M _{max} (KN. m)	163.41	176.08	258.57	163.32
N _{corr} (KN)	1344.58	1017.52	850.43	179.28
Combinaison	0,8G [±] E	0,8G [±] E	0,8G [±] E	0,8G [±] E
N _{min} (KN)	744.94	611.66	405.53	156.23
M _{corr} (KN. m)	5.24	12.10	7.59	2.82

Tableau.VI.5. Les sollicitations dues aux poteaux.

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », en prenant le cas le plus défavorable.

Poteau	M(KN .m)	N(KN)	AS cal	AS min(BAEL)	AS min(RPA)	AS adopt(cm ²)
45x60	79.73	709.33	0	5.40	21.60	14T16 =28.15
40x55	86.95	432.91	0.08	4.40	17.60	14T14 =21.55
35x50	68.39	262.12	1.58	3.50	14.00	14T12 =15.83
30x45	68.39	262.12	1.58	2.70	10.80	14T10=11.00

Tableau.VI.6. Calcul du ferrailage des poteaux.

❖ **Vérification de ferrailage :**

❖ **Les armatures longitudinales :**

Suivant le RPA :

➤ **La section minimale :**

La section minimale est de $A_{min} = 0,8\% \times b \times h$

➤ **La section maximale :**

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

Suivant les règles BAEL91 :

➤ **La section minimale :** $A_{min} = 0,2\% \times b \times h$

➤ **La section maximale :** $A_{max} = 5\% \times b \times h$

Section	A_{smin} BAEL91	A_{smin} R.P. A	A_{max} BAEL91 $5\%b \times h$	A_{max} R. P. A $4\%b \times h$	A_{max} R. P. A $6\%b \times h$	A_{sadopt}	O.B
45x60	5.4	21.60	135	108	150	28.15	CV
40x55	4.40	17.60	110	88	121.5	21.55	CV
35x50	3.50	14.00	87.50	70	96	15.83	CV
30x45	2.70	10.80	67.50	54	81	11.00	CV

Tableau.VI.7. Vérification de ferrailage des poteaux.

❖ **Vérification à l'E.L. U :**

a- **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

➤ **D'après le BAEL :**

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 4.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

$b \times h$	T_{max} (KN)	τ_u M pa	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
45 × 60	43.20	0.16	4.00	CV
40 × 55	57.20	0.26	4.00	CV
35 × 50	54.25	0.31	4.00	CV
30 × 45	48.60	0.36	4.00	CV

Tableau.VI.8. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL.

❖ **Vérification selon le RPA :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0.075 \rightarrow Si : \lambda_g \geq 5.00$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0.04 \rightarrow Si : \lambda_g < 5.00$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{b} L_f = 0.70 \times l_0 = 2.142m.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$b \times h$	L_F	λ_g	ρ_d	τ_u	$\bar{\tau}_u$	O.B
45 × 60	2.142	4.76	0.04	0.16	1.2	C.V
40 × 55	2.142	5.355	0.075	0.26	1.2	C.V
35 × 50	2.142	6.12	0.075	0.31	1.2	C.V
30 × 45	2.142	7.14	0.075	0.36	1.2	C.V

Tableau.VI.9. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A.

b- Calcul des armatures transversales :

❖ Choix de diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l \rightarrow \text{donc : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 12 = 4.00 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte des cadres : **T8**

$$S_t \leq \text{Min}(15\phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min}([15 \times 1,2]; 40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \rightarrow \text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

❖ Espacement des cadres d'après le RPA :

➤ Dans la zone nodale :

$$S_t = \text{min}(10\phi_l, 15 \text{ cm}); \text{ en zone II} \rightarrow R.P.A[7.4.2.2, p63]$$

$$S_t \leq \text{min}([10 \times 1.2], 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm.}}$$

➤ Dans la zone courante :

$$s_t \leq 15\phi_l \text{ zone I et II} \rightarrow s_t \leq 15 \times 1.2 \rightarrow s_t = 18 \text{ cm}$$

Donc : **S_t = 15 cm.**

❖ Calcul de la section d'armature transversale :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\rho_d \times T_u)}{(h_l \times f_e)}$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : l'espacement des armatures transversales.

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de

la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\rho_a \times T_u)}{(h_l \times f_e)}$ R. P. A[7.4.2.2 ; p63]

$\Rightarrow \rho_a = 2.50 \dots \dots \dots$ Si $\lambda_g \geq 5$

$\Rightarrow \rho_a = 3.75 \dots \dots \dots$ Si $\lambda_g < 5$

Dans la zone nodale : $S_t \leq 15\text{cm} \rightarrow \text{zone II} \rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq \min(15\phi_l) \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$b \times h$	T_{max}	h_l	λ_g	ρ_a	A_t	A_{tadopt}
45 × 60	43.20	0.60	4.76	3.75	0.101	3T8=1.51
40 × 55	57.20	0.55	5.355	2.5	0.975	3T8=1.51
35 × 50	54.25	0.50	6.12	2.5	1.01	3T8=1.51
30 × 45	48.60	0.45	7.14	2.5	1.01	3T8=1.51

Tableau.VI.10. Calcul les armatures transversales des poteaux.

❖ **Calcul de la zone de recouvrement :**

Selon R.P.A[art . 74. 2. 1 ; p62],

La longueur de recouvrement : soit le tableau suivant la zone II

Poteaux	45 × 60	40 × 55	35 × 50	30 × 45
ϕ_{max} (mm)	14	12	12	12
40 ϕ (m)	0.56	0.48	0.48	0.48

Tableau.VI.11. Longueur de recouvrement poteaux.

❖ **Vérification à l'état limite de service :**

La vérification est faite à l'aide de logiciel "SOCOTEC" :

☒ **Contrainte admissible de béton :**

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPA}$

☒ **Contrainte admissible d'acier**

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 266.66 \text{ MPA}$

$b \times h$	N_{SER}	M_{SER}	A_S (cm ²)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < 18$	σ_{St}	$\sigma_{st} < 266.66$
45 × 60	1380.33	5.44	28.15	4.14	CV	61.70	CV
40 × 55	1270.26	7.54	21.55	4.77	CV	70.70	CV
35 × 50	789.19	4.48	15.83	3.84	CV	56.80	CV
30 × 45	331.49	19.91	11.00	3.21	CV	42.80	CV

Tableau.VI.12. Vérification des contraintes à l'ELS poteaux.

❖ Schémas de Ferrailage des poteaux :

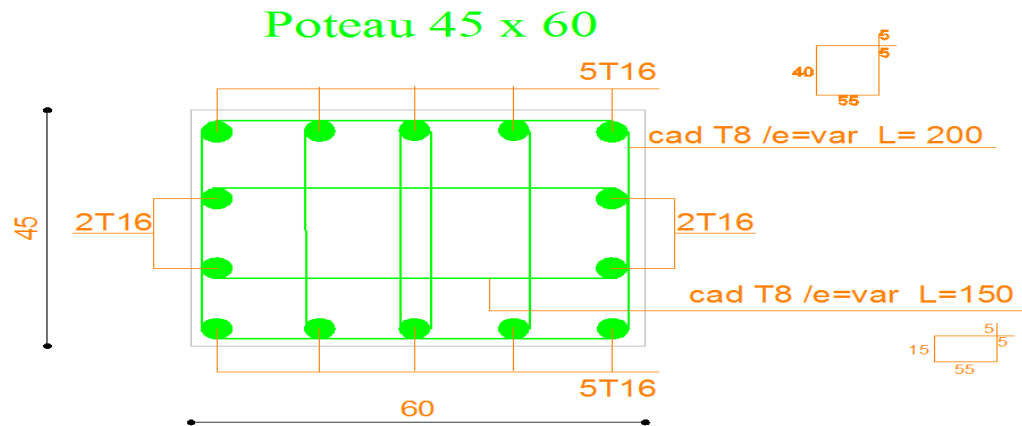


Figure.VI. 2.Schéma de ferrailage des poteaux 45x60.

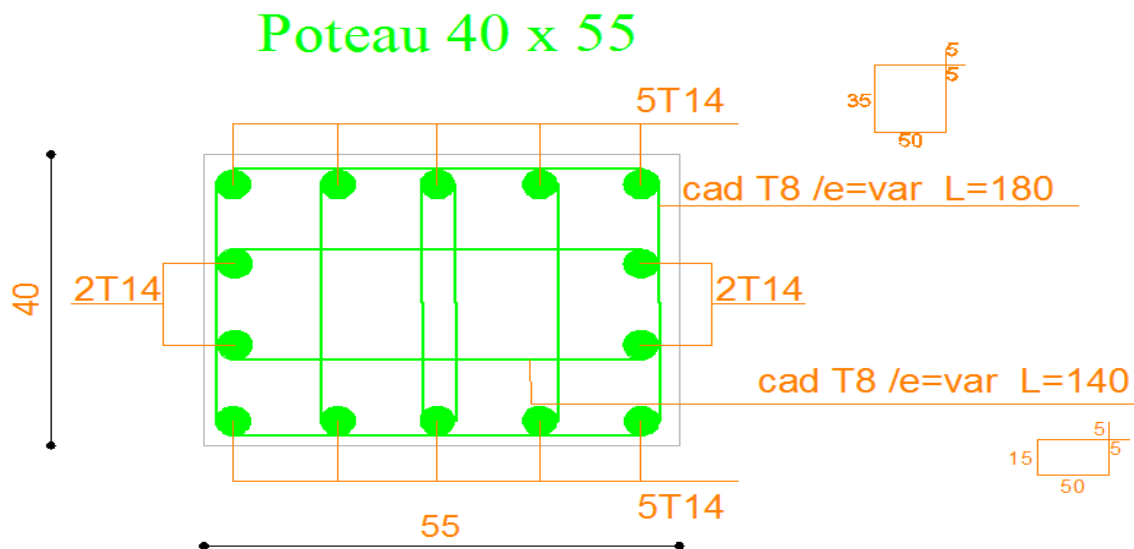


Figure.VI. 3.Schéma de ferrailage des poteaux 40x55.

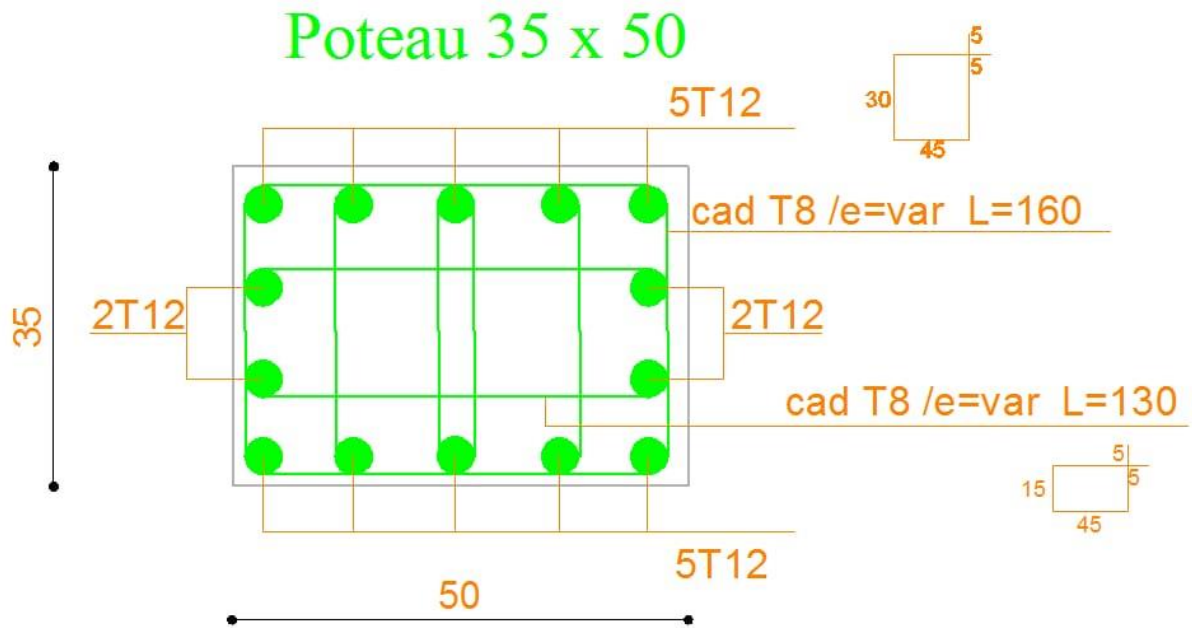


Figure.VI. 4. Schéma de ferrailage des poteaux 35x50.

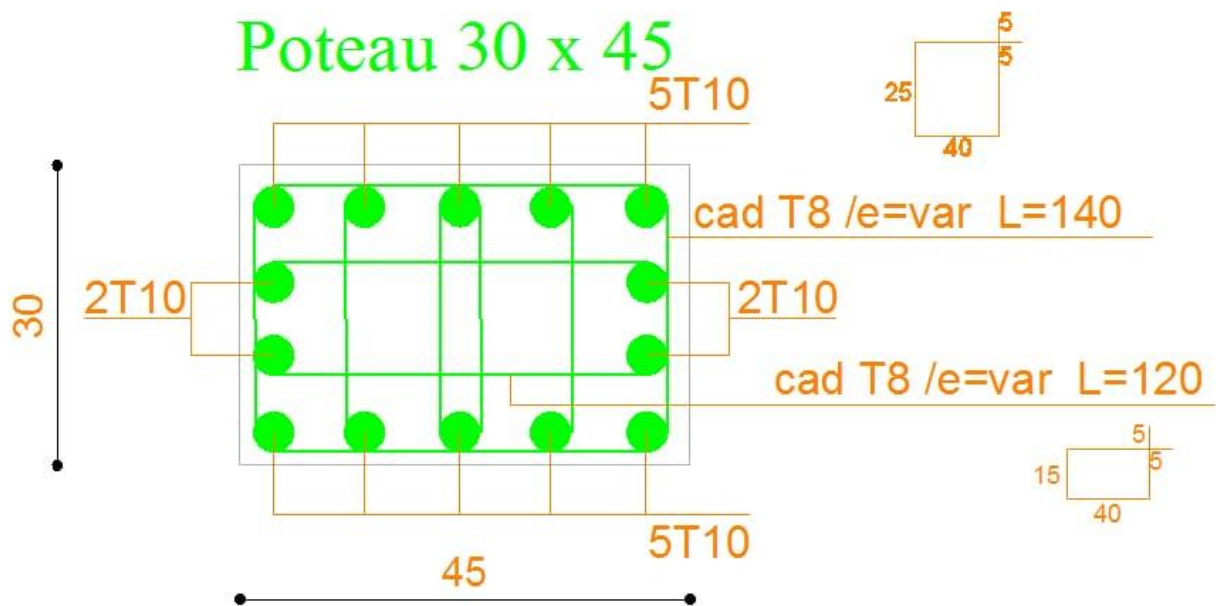


Figure.VI. 5. Schéma de ferrailage des poteaux 30x45.

VI.3. Les voiles :

VI.3.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont : Moment
fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

1 . Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

❖ Aciers verticaux :

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.
 - Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
 - Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 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.

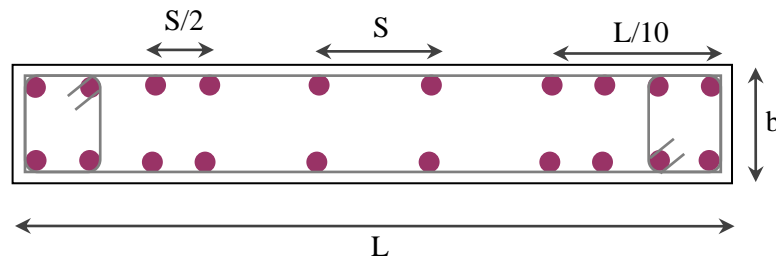


Figure.VI.6. Section transversale de voile.

❖ Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

2.Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $-S \leq (1,5 \times e ; 30cm)$ avec e : Epaisseur 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 Φ_t des épingles est :

$$\Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm} \text{ Lorsque } \Phi_v \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm} \text{ Lorsque } \Phi_v > 20 \text{ mm.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (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 :

$\Rightarrow 40\Phi$ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

$\Rightarrow 20\Phi$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

VI.3.2. Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que : $d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; 2 \times \frac{l'}{3} \right)$

Avec : l : étant la largeur de la zone comprimée.

h_e : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

VI.3.3. Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée. SEC.

- Section entièrement tendue. SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **Formule de**

NAVIER BERNOULLI » $\sigma_{A,B} = \frac{N + M}{A - I} \times Y$

VI.3.3.1. Section partiellement comprimée SPC :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N + M}{A - I} \times Y$$

Si : $M > 0$ $\sigma_A > 0$ Et $\sigma_B < 0$.

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer ‘ L_t ’ en utilisant les triangles

semblables : $\tan \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$

L’effort tranchant dans la zone tendue est donnée par : $T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b$.

La section d’armature nécessaire est donnée par : $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

Si : $M < 0$ $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L’effort tranchant dans la zone tendue est donné par : $T = 0.50 \times \sigma_A \times L_t \times b$.

La section d’armature nécessaire est donnée par : $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

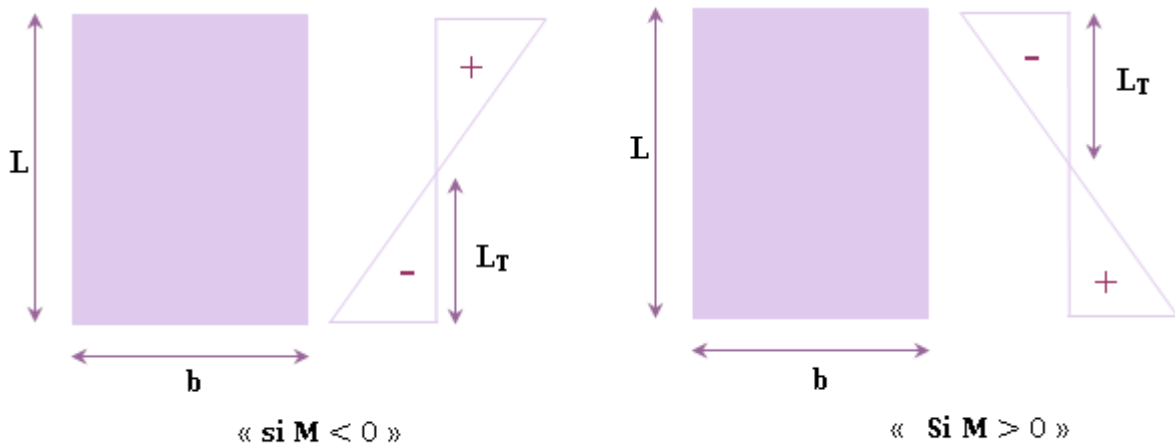


Figure.VI.7.Section partiellement comprimée.

VI. 3.3.2. Section entièrement comprimée SEC :

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression (σ_A, σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 L \times b$$

VI.3.3.3. Section entièrement tendue SET :

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B)

- La longueur tendue est égal à « L » $L = L_t$.
- L'effort de traction est donnée par : $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times L \times b/2$
- La section d'armatures nécessaire est donnée par : $A_{sc} = \frac{T}{(f_e/\gamma_s)}$

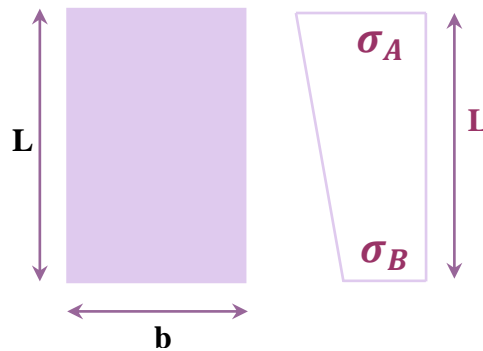


Figure.VI.8. Section entièrement tendue.

VI.3.4. Ferrailage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

VI.3.4.1. Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$$A_{min} = 0.15\% b \times L$$

Globalement dans la section du voile $A_{min} = 0.10\% b \times L$

Dans la zone courante. Le schéma suivant représente les voiles qui existent.

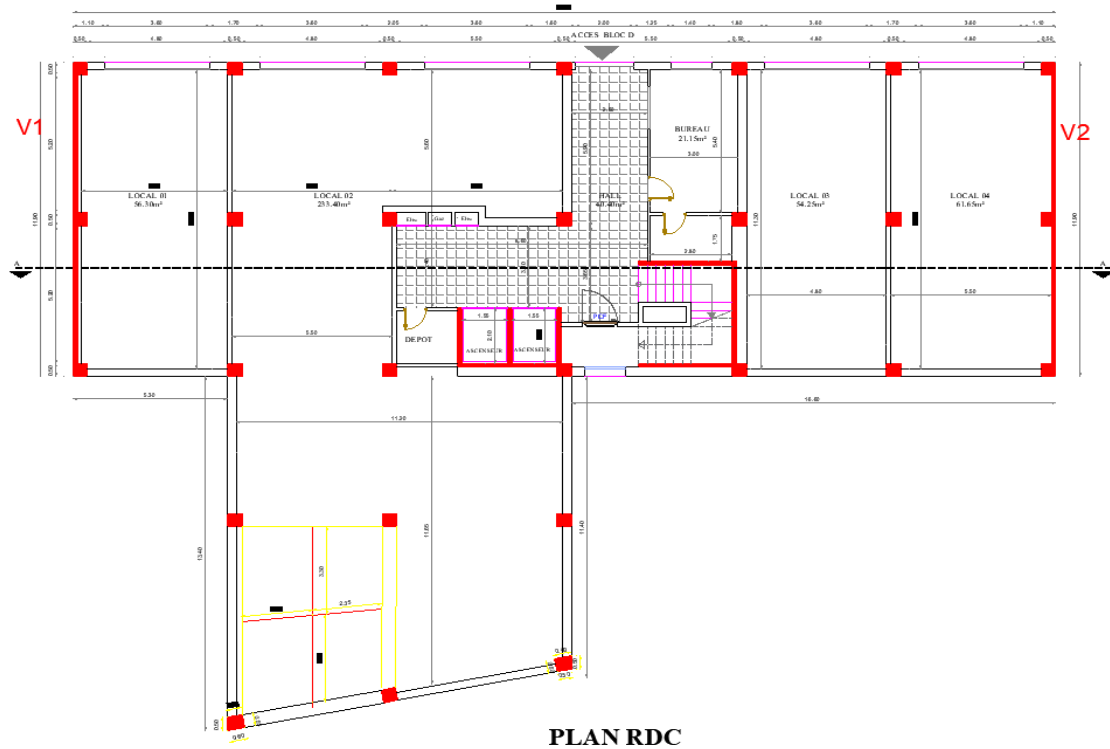


Figure VI.9. Vue en plan des voiles existant

● Exemple de calcul :

➤ Sens Y-Y :

c- Voile : V 1

Les données utilisées sont les suivantes :

☒ Dimension :

$$\Rightarrow L=12.00m$$

$$\Rightarrow b = 0.20 m.$$

☒ Caractéristique géométrique :

$$\Rightarrow I = \frac{0.20 \times 12^3}{12} = 28.80 m^4.$$

$$\Rightarrow s = 3.6 m^2$$

$$\Rightarrow Y = 6.00 m$$

☒ Les sollicitations sont :

$$\Rightarrow M = 13862.00 KN.m$$

$$\Rightarrow N = 5640.00 KN$$

☒ Les contraintes :

$$\Rightarrow \sigma_A = 3491.94 KN/m^2$$

$$\Rightarrow \sigma_B = -358.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_A > 0 \text{ et } \sigma_B < 0 \rightarrow \text{section est : SPC}$$

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 1.12 \text{ m}$$

$$T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b = 60.11 \text{ KN}.$$

$$A_{scal} = T \times \gamma S / f_e$$

$$A_{scal} = 1.51 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

❖ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) : $A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

- $A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t = 4.48 \text{ cm}^2$
- $A_{min} = 0.0015 \times b \times L = 0.0015 \times 0.20 \times 12 = 36 \text{ cm}^2$
- $A_{adopté} = \text{Max}(A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 36 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement :**

✓ **En zone courante :**

• $s_t \leq \min(1, 5e.30) = 30 \text{ cm}$ On choisit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

✓ **Sens Y-Y :**

VOILE	V1	V5	V6	V7	V8
	V2				
	Vy1	Vy5	Vy6	Vy7	Vy8
	Vy2				
N_s	SPC	SPC	SPC	SPC	SET
$L(m)$	12.00	3,85	2,1	2,1	2,1
$b(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$I(m^4)$	28.80	0,9511	0,1544	0,1544	0,1544
$S(m^2)$	3.60	0,77	0,42	0,42	0,42
$Y(m)$	6.00	1,93	1,05	1,05	1,05
$M(KN.m)$	13862	4098,88	1439,98	2925,92	162,51
$N(KN)$	5640	1740,31	319,59	1070,87	-606,4

$\sigma_A (KN/m^2)$	-358.61	-6035,79	-9034,85	-17354,53	-2549,32
$\sigma_B(KN/m^2)$	3491.94	10556,07	10556,71	22453,91	-338,30
$L_t(m)$	1.12	1,401	0,968	0,915	2,10
$T(KN)$	60.11	845,34	874,97	1588,80	1733.42
$A_{Scal}(cm^2)$	1.51	24,30	25,16	25,68	4.98
$AS_{RPA}(cm^2)$	4.48	5,60	3,87	3,66	9,69
$A_{min}(cm^2)$	17,1	11,55	6,3	6,3	6,3
$As=$ $Max(Ascl,AsRPA,Asmin)$	36	24,30	25,16	25,68	9.69
$S_{tcourant}(cm)$	20	20	20	20	/
$S_{tabout}(cm)$	10	10	10	10	10
$A_{Adopté}(cm^2/face)$	11T10 + 17T10	14T12 + 8T10	10T14 + 1T10	10T14 + 1T10	21T10

◆ Sens X-X :

Tableau.VI.13. Résumé des résultats de ferrailage vertical des voilestransversaux.

VOILE	V9	V10	V11	V12
	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4
N_s	SEC	SEC	SPC	SPC
$L(m)$	1,55	1,55	3,45	3,45
$b(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2
$I(m^4)$	0,0621	0,0621	0,6844	0,6844
$S(m^2)$	0,31	0,31	0,69	0,69
$Y(m)$	0,78	0,78	1,73	1,73
$M(K N.m)$	225,49	-60,61	2975,72	3121,4
$N(KN)$	-1303,57	418,36	2579,07	2459,75
$\sigma_A (KN/m^2)$	-7020,76	2106,39	-3762,46	-4302,57
$\sigma_B(KN/m^2)$	-1389,37	592,71	11238,02	11432,28
$L_t(m)$	1,55	1,55	0,865	0,943
$T(KN)$	3480	887.60	325,58	405,89

$A_{Scal}(cm^2)$	10,00	2,55	9,36	11,67
$A_{SRPA}(cm^2)$	7,73	8,63	3,46	3,77
$A_{min}(cm^2)$	4,65	4,65	10,35	10,35
$A =$ $Max(A_{scal}, A_{SRPA}, A_{s_{min}})$	10,00	8,63	10,35	11,67
$S_{tcourant}(cm)$	20	20	20	20
$S_{tabout}(cm)$	/	/	10	10
$A_{Adopté}(cm^2/face)$	8T14	8T12	18T10 + 8T10	18T10 + 8T10

Tableau.VI.14. Résumé des résultats de ferrailage vertical des voiles longitudinaux.

a- Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

La vérification de cisaillement se fait comme suit : (Article 7.7.2. RPA99).

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{(b \times 0.90 \times L)} \rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

◆ **Sens X-X :**

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V9	406.56	0,2	1.55	2.04	3.90	CV
V10	110.61	0.2	1.55	0.555	3.90	CV
V11	689.84	0.2	3.45	1.555	3.90	CV
V12	601.61	0,2	3.45	1.356	3.90	CV

Tableau.VI.15. Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.

◆ **Sens-Y-Y :**

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1	758.22	0,2	5.7	1.034	3.90	CV
V2	687.29	0.2	5.7	0.937	3.90	CV
V5	160.51	0.2	3.85	0.324	3.90	CV
V6	100.36	0.2	2.10	0.371	3.90	CV
V7	139.00	0.2	2.10	0.515	3.90	CV
V8	300.49	0.2	2.10	1.111	3.90	CV

Tableau.VI.16. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.

B. Calcul de ferrailage horizontal :

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l’effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l’extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armateurs est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 * \left[\frac{f_e}{\gamma_s}\right] * (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

✚ $K = 0 \rightarrow$ Cas de reprise de bétonnage.

✚ $\alpha \leq 90^\circ$.

✚ $S_t \leq \min[1,5 * b ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$.

Donc on adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

✚ **Selon le RPA**

D’après le RPA, le pourcentage minimal d’armatures horizontales en double nappes et donnés par : Pour : $\tau \leq 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0.0015 \times b \times L$.

Pour : $\tau > 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0.0025 \times b \times L$.

✚ Donc : $A_t = 0.0025 \times b \times L$.

La section adoptée est : $A_t = \max[A_{tRPA}; A_{tBAEL}]$.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

• **Exemple d’application :**

Suivant Sens XX :

Voile VX3 :

Pas de reprise de bétonnage $\alpha = 90^\circ \rightarrow K = 0$.

$S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) \rightarrow$ (Art7.7.4.3 RPA99).

$S_t = 20 \text{ cm}$

$V = 689.84 \text{ KN}$

$\tau = 1.555 \text{ MPa} \leq 3.90 \text{ MPa}$.

$$A_{bael} = \frac{(\tau \times S_t) \times b}{0.9 \times (f_e/\gamma_s)} = \frac{(1.555 \times 20) \times 20}{0.9 \times (400/1)} = 1,727 \text{ cm}^2$$

$A_t \geq 1,35 \text{ cm}^2$.

❖ **Ferrailage minimal de RPA :**

$\tau = 1.555 > 0.015 \times f_{c28} = 0.45 \text{ MPa}$ a $A_t = 0.0025 \times b \times L$.

$A_{RPA} = 0.0025 \times 20 \times 345 = 17.25 \text{ cm}^2$

Alors :

$$A_t = \max(1,727 ; 17.25) = 17.25\text{cm}^2$$

$$A_t(\text{ml/face}) = \frac{17.25}{2 \times 3.45} = 2,50\text{cm}^2/\text{ml/face.}$$

Soit : $A_{\text{adopté}}(\text{ml/face})= 4\text{T}10= 3.14\text{cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

◆ **Sens X-X :**

Voiles	T (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{ARPA} (cm ²)	A _t (cm ² /ml/face)	A _a doptée (cm ²)
V9	2.04	0,20	0,2	1.55	2.26	7.75	2.50	4T10=3.14
V10	0.555	0,20	0,2	1.55	0.616	7.75	2.50	4T10=3.14
V11	1.555	0,20	0,2	3.45	1.727	17.25	2.50	4T10=3.14
V12	1.356	0,20	0,20	3.45	1.506	17.25	2.50	4T10=3.14

Tableau.VI.17. Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.

◆ **Sens-Y-Y :**

Voiles	T (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{ARPA} (cm ²)	A _t (cm ² /ml/face)	A _{adoptée} (cm ²)
V1	1.034	0,20	0,2	5.7	1.15	28.50	2.50	4T10=3.14
V2	0.937	0,20	0,2	5.7	1.04	28.50	2.50	4T10=3.14
V5	0.324	0.20	0.2	3.85	0.36	19.25	2.50	4T10=3.14
V6	0.371	0.20	0.2	2010	0.412	10.50	2.50	4T10=3.14
V7	0.515	0,20	0,20	2.10	0.572	10.50	2.50	4T10=3.14
V8	1.111	0,20	0,20	2.10	1.23	10.50	2.50	4T10=3.14

Tableau.VI.18. Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.

❖ **Schémas de ferrailage :**

◆ **Sens-Y-Y :**

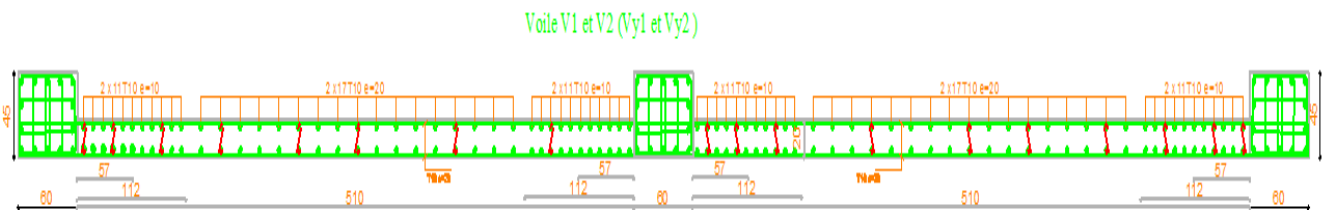


Figure. VI. 12. Schéma de Ferrailage Vy1.Vy2

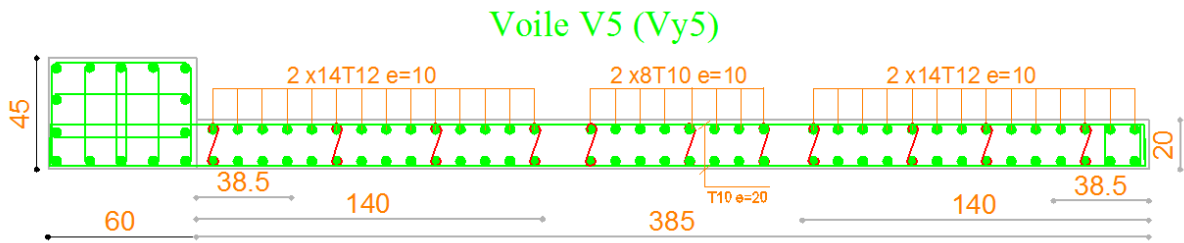


Figure. VI. 14 Schéma de Ferrailage Vy5.

◆ **Sens X-X :**

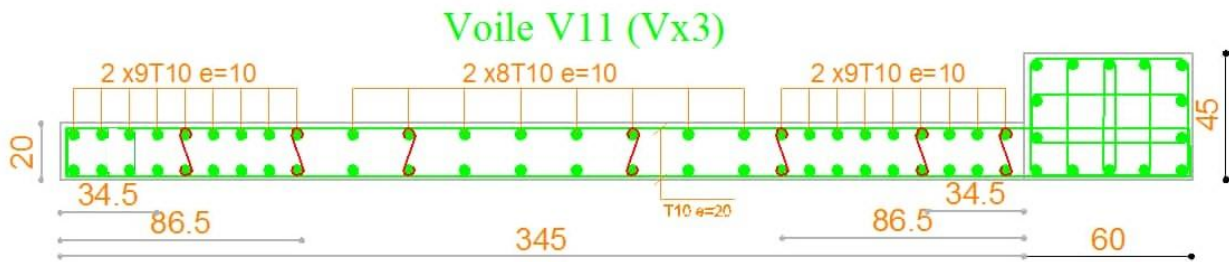


Figure. VI. 15. Schéma de Ferrailage Vx3.

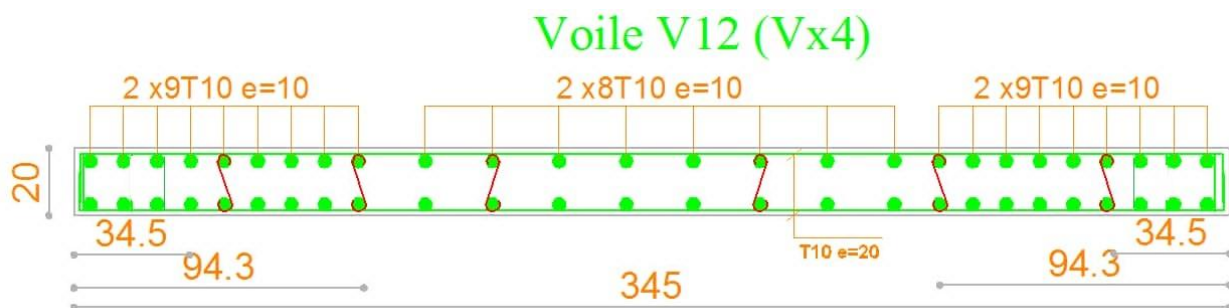


Figure. VII. 16. Schéma de Ferrailage Vx4.

◆ **L'ascenseur :**

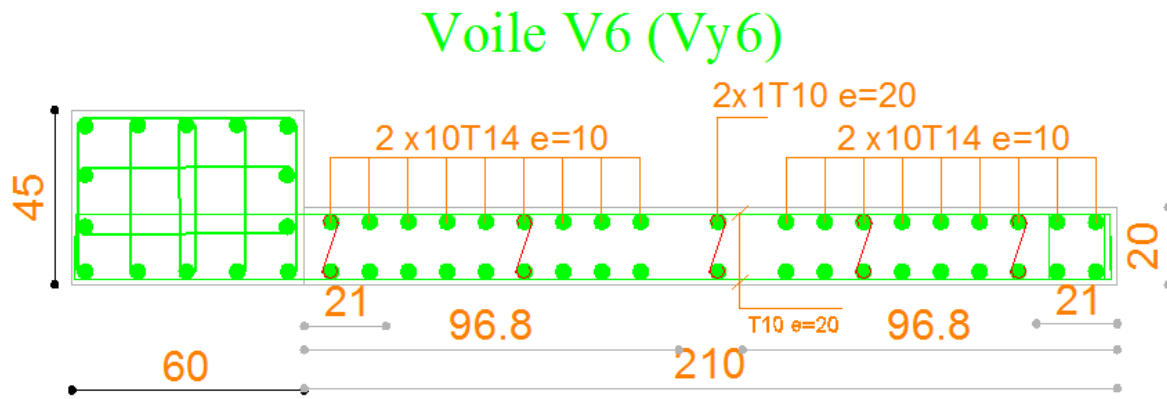


Figure. VI. 17. Schéma de Ferrailage Vy6.

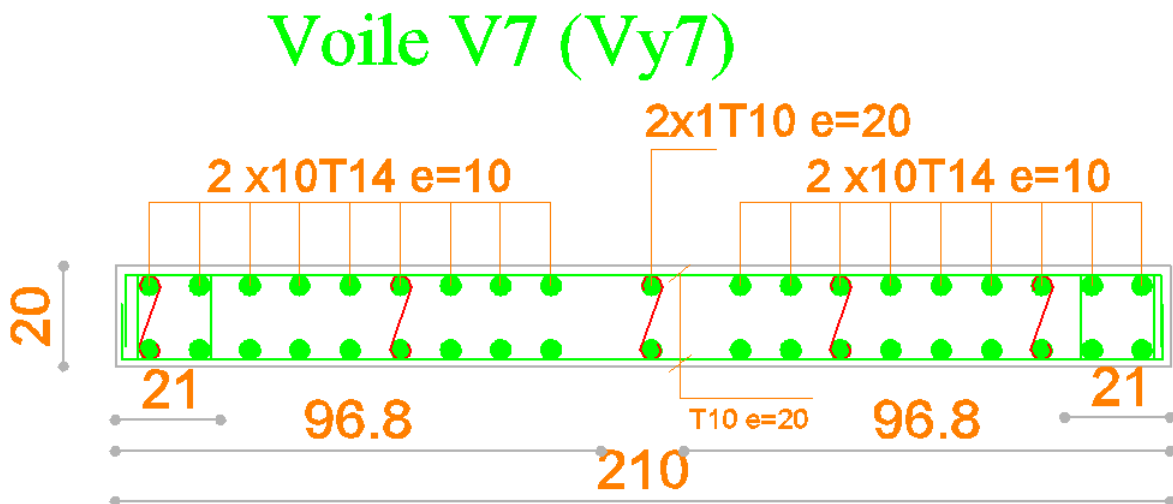


Figure. VI. 18. Schéma de Ferrailage Vy7.

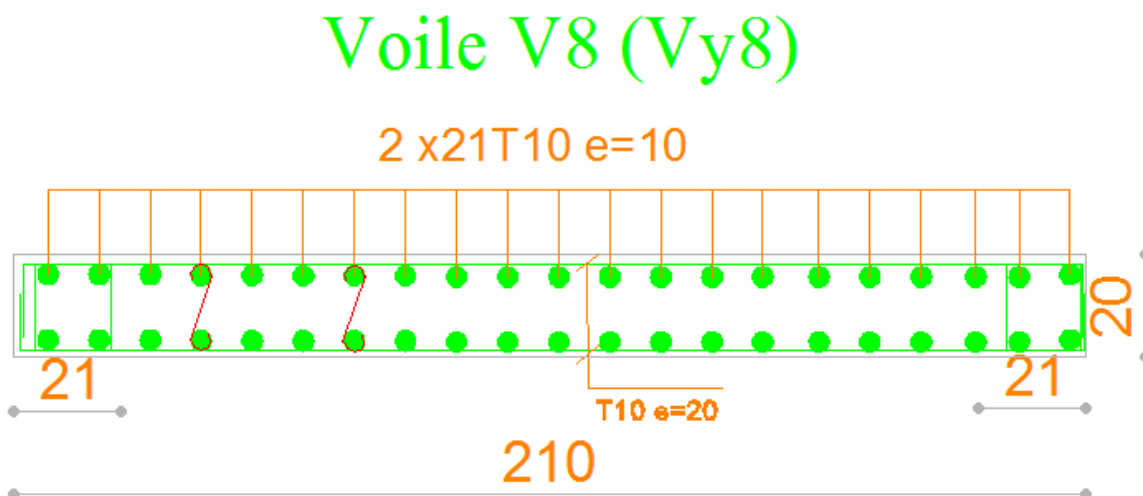


Figure. VI. 19. Schéma de Ferrailage Vy8.

Voile V9 (Vx1)

2 x 8T14 e=20

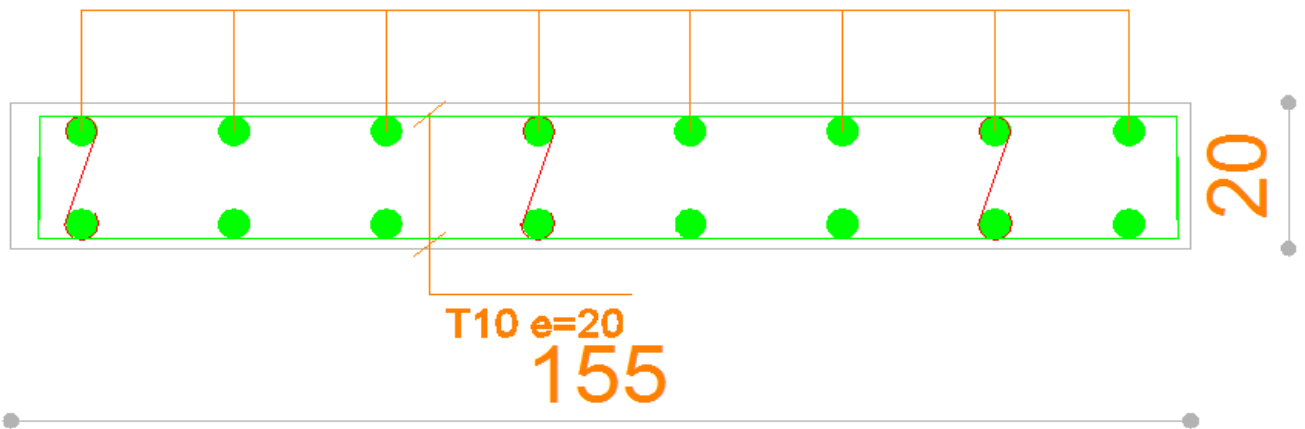


Figure. VII. 20. Schéma de Ferrailage Vx9.

Voile V10 (Vx2)

2 x 8T12 e=20

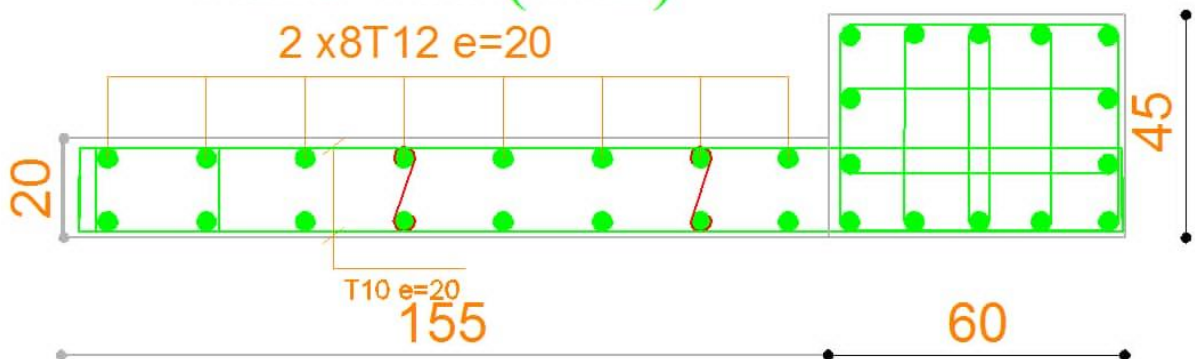


Figure. VI. 21. Schéma de Ferrailage Vx2.

VI.4. Conclusion :

Dans ce chapitre en calcul les différentes sollicitations et les sections d'armatures nécessaire pour assurer la résistance des éléments porteur en cas de saïsèmes et assurée la stabilité et la durabilité de notre structure.

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, pour objet de support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2. Différents types des fondations :

- Fondation superficielle (semelles isolées, filantes, radiers).
 - Semi profondes (Les puits).
 - Profondes (les pieux).
 - Les fondations spéciales (Les parois moulées et les cuvelages).
- Le choix du type de fondation dépend de :
- Le type d'ouvrage à construire.
 - La nature et l'homogénéité du bon sol.
 - La capacité portante du terrain de fondation.
 - La raison économique.
 - La facilité de réalisation.

VII.3. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à **2bar** le bon sol situé à une distance 1.5m de profondeur, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelles filantes.
- Radier général.

Notre ouvrage étant réalisé en structure mixte (voiles et portiques), avec un taux de travail admissible du sol d'assise qu'est égale à **2 bars**, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles **isolées** sous poteaux.

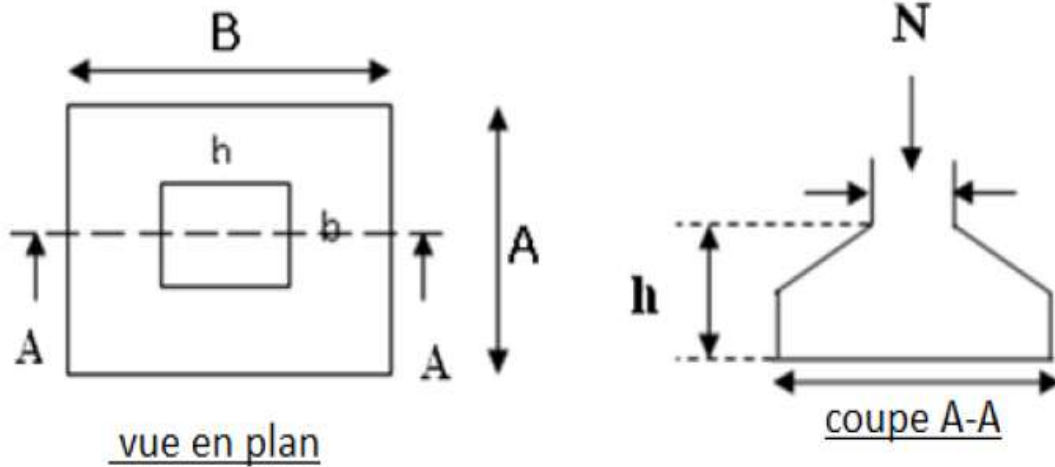


Figure 1 : Semelle isolé

- Des semelles **filantes** sous voile.

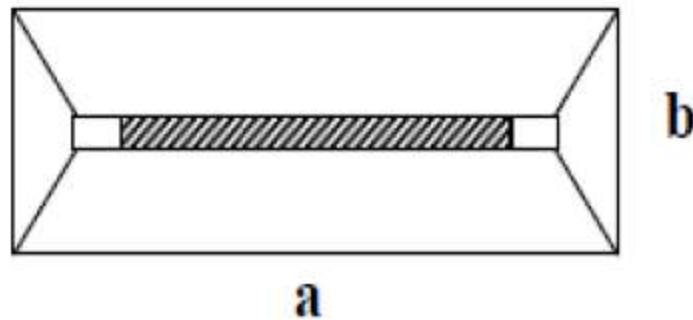


Figure 2 : Semelle filante

- Un **radier** général.

On doit vérifier la condition suivant : $\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50 \%$.

Avec : $S_{\text{tot}} = S_{\text{semelle isolée}} + S_{\text{semelle filante}}$

La surface du la semelle sera déterminer par condition $S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{adm}}}$

Avec : $N_{\text{ser}} = G + Q$

$\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars} = 200 \text{ KN/m}^2$

σ_{adm} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation calcule par la combinaison ELS.

VII3.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

S_{bat} : Surface total du bâtiment = 539.4 m²

Les surfaces des semelles : d'après **ROBOT**

Semelles	N (KN)	S=N/sigma sol (m ²)	Semelles	N(KN)	S=N/sigma sol (m ²)
1	130.66	0.6533	15	1027.57	5.13785
2	111.65	0.55825	16	953.71	4.76855
3	117.12	0.5856	17	1047.18	5.2359
4	744.03	3.7201	18	102.33	0.51165
5	951.96	4.7598	19	228.17	1.14085
6	485.49	2.42745	20	202.30	1.0115
7	1076.84	5.3842	21	231.32	1.1566
8	648.08	3.2404	22	1082.09	5.41045
9	178.93	0.894815	23	752.79	3.76395
10	816.45	4.08225	24	1380.75	6.90375
11	1040.92	5.2046	25	1169.75	5.84875
12	150.08	0.7504	26	1147.18	5.7359
13	763.10	3.8155	27	784.26	3.92145
14	1122.78	5.6139	La somme	N=18447.49K N	S=92.229m²

Tableau.VII.1. Les surfaces des semelles isolées.

VII.3. 1La surface des semelles filantes des voiles d'après ROBOT :

Semelles	N(KN)	S=N/sigma sol (m ²)
1	2475.98	12.3799
2	2627.75	13.13875
3	1356.52	13.5652
4	1356.52	6.7826
5	2805.79	14.02895
6	973.55	4.86775
7	2009.77	10.04885
8	505.47	2.52735
9	931.59	4.65795
10	525.39	2.62695
11	1848.35	9.24175
12	1775.83	8.87915
La somme	N=31398.51KN	S=102.745 m²

Tableau.VII.2. Les surfaces des semelles filantes.

Donc : $s_{\text{total}} = 92.229 + 102.75 = 194.974 \text{ m}^2$

$$S_{\text{bat}} = \frac{s_{\text{tot}}}{s_{\text{batiment}}} = \frac{194.974}{539.4} \times 100 = 36.146\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui le système des fondations sera réalisé par des semelles isolée et des semelles filantes le record a la réalisation d'un radier général n'est pas nécessaire

VII.4. Dimensionnement :

ELU :

$a=0,45\text{m}$ » semelle rectangulaire $A \neq B$

$b=0,60\text{m}$

$$\bullet A \geq \sqrt{\frac{p \times a}{b \times \sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{1929.45 \times 0.45}{0.6 \times 200}} \rightarrow P = N$$

$A \geq 2.68\text{m}$

$$\bullet B \geq \sqrt{\frac{p \times b}{a \times \sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{1929.45 \times 0.6}{0.45 \times 200}} \rightarrow P = N$$

$B \geq 3.58\text{m}$

Pour la facilité : on prend : **$B = 4.0\text{m}$** . \rightarrow **$A = 3.0\text{m}$** .

S (semelles) = $\sigma_{\text{sol}} \cdot N$

S (semelles) = 12m^2 .

Donc on aura 2 types de semelles A étudier :

Type 1 : semelle isolée sous poteau.

Type 2 : semelle filante sous deux poteaux et voile.

VII.4.1 : Type 1 semelle isolée :

$N_s = 1380.75\text{KN}$; $M_s = 33.94\text{KN.m}$.

Poteaux rectangulaire \rightarrow semelle rectangulaire.

S (semelle) = $N_s / \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S = 12 \text{ m}^2$

$A=3.0\text{m}$ $B=4.0\text{m}$ (semelle rectangulaire)

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.024\text{m} = 2.4\text{cm}$$

✓ **Détermination de "d" et "h" :**

$$d = \text{Max} \left(\frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right) = \text{Max} (63.75\text{cm} ; 85\text{cm})$$

$D=85\text{cm}$.

D'où : $h=d+c \leftrightarrow h=95\text{cm}$

Condition d'application de **la méthode des bielles**.

✓ **Vérification des conditions de stabilité :**

$N_{\text{ser}} = 1380.75\text{KN}$

$$M_{ser} = 33.94 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.024 \text{ m} = 2.4 \text{ cm}$$

A. Selon le **RPA 99 / version 2003**(Art 10.1.5), on a :

$$e_0 = 2.4 \text{ cm} \leq \frac{A}{24} = \frac{300}{24} = 12.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

VII.4.2. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcul par **la méthode de bielles.**

ELU :

✓ **Sens x :**

$$A_x = \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = 24.08 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 12HA16 = 24.13 cm².

Espacement : e = 15 cm

✓ **Sens-y :**

$$A_x = \frac{N_u(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = 18.60 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 10HA16 = 20.11 cm².

Espacement : e = 15 cm

ELS :

✓ **Sens x :**

$$A_x = \frac{N_s(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = 17.75 \text{ cm}^2 < 24.08 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 12HA16 = 24.13 cm².

Espacement : e = 20 cm

✓ **Sens-y :**

$$A_x = \frac{N_s(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = 13.31 \text{ cm}^2 < 18.60 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 10HA16 = 20.11 cm².

Espacement : e = 20 cm

Vérification de poinçonnement :

$$\sigma_M = \frac{N_s}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) = \frac{1380.75}{3.0 \times 4.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.024}{4.0} \right) = 119.20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

→ $\sigma_M = 119.20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0.119 \text{ Mpa.}$ (Contrainte maximale sous fondation)

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) = 110.92 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

→ $\sigma_m = 110.92 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0.110 \text{ Mpa.}$ (Contrainte minimale sous fondation)

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{3 \times (119.20) + 110.92}{4} = 117.13 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1.17 \text{ bars}$$

$\sigma_{moy} = 1.17 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Donc aucun risque de poinçonnement.

Schéma de ferrailage :

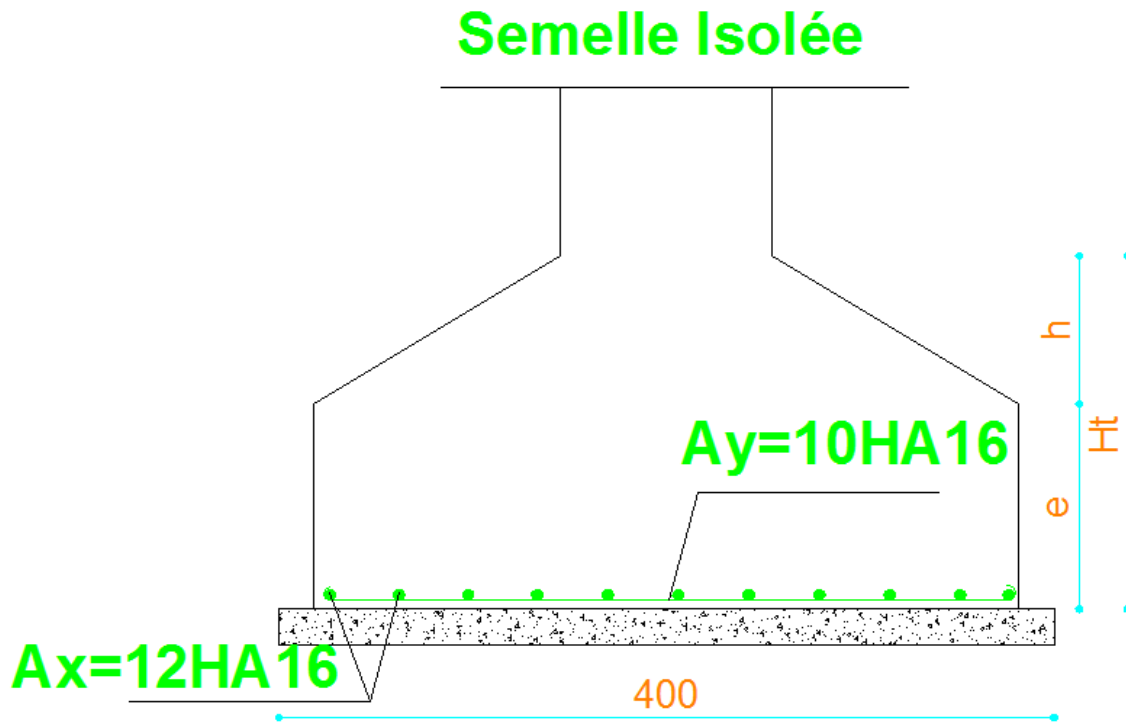


Figure.VII.3. Ferrailage des Semelles isolée.

VII.4.3 : Type 2 : semelle filante sous 2 poteaux et un voile :

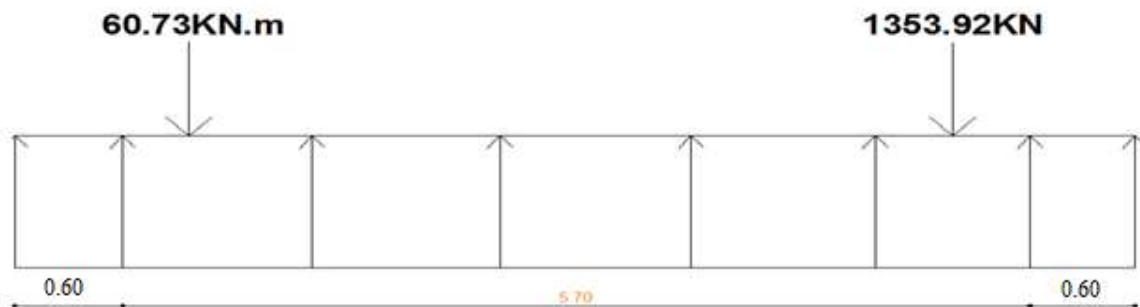


Figure.VII.4. Semelle filante sous 2 poteaux et un voile.

A. En travée :

A l'ELU :

$M_u = 60.37 \text{ KN.m}$; $b = 30 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$; $d = 72 \text{ cm}$;

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{60.37 \times 1000000}{17 \times 300 \times 720 \times 720} = 0.023 < \mu_{bu} = 0.392 \rightarrow A_s = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.029.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 71.16 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 2.45 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte : 3HA20=9.42cm²

Condition de non Fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_j}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 72 \times \left(\frac{2.1}{400}\right) = 2.60 \text{ cm}^2$$

$A_s = 9.42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.60 \text{ cm}^2$. Condition vérifiée.

Vérification a L'ELS :

$$M = 44.72 \text{ KN.m ; } A_s = 9.42 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 15y^2 + 141.30y - 10173.6 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 21.75 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 45682.425 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{44.72 \times 10^6 \times 21.75 \times 10}{45682.425 \times 10^4} = 2.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 2.12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

En acier:

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{44.72 \times 10^6}{45682.425 \times 10^4} \times (720 - 21.75 \times 10) = 73.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 73.33 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

B. Sur Appui :

A l'ELU :

$$M_u = 63.21 \text{ KN.m; } b = 30 \text{ cm; } h = 80 \text{ cm; } d = 72 \text{ cm;}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{63.21 \times 1000000}{17 \times 300 \times 720 \times 720} = 0.024 < \mu_{bu} = 0.392 \rightarrow A_s = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.030.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 63.36 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 2.86 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte : 3HA20=9.42cm²

Condition de non Fragilité :

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \left(\frac{F_j}{F_e}\right) = 0.23 \times 30 \times 72 \times \left(\frac{2.1}{400}\right) = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.42 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Vérification a L'ELS :

$$M = 45.68 \text{ KN.m} ; A_s = 9.42 \text{ cm}^2$$

Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 15y^2 + 141.30y - 10173.6 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : **y = 21.75cm**

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 45682.425 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{45.68 \times 10^6 \times 21.75 \times 10}{45682.425 \times 10^4} = \mathbf{2.16 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = \mathbf{2.16 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

En acier:

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{45.68 \times 10^6}{45682.425 \times 10^4} \times (720 - 21.75 \times 10) = 74.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 74.90 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \tau_u = \min(0.15f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$T_u = 35.10 \text{ KN} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{35.10 \times 10^3}{300 \times 720} = 0.1625 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \geq 0,140 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_0} \geq 0,140 > 0,088 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0043 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

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

✓ **Pourcentage exigé par RPA :**

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005\% \times 30 \times 72 = 12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } = 3\text{HA}20 + 3\text{HA}20 = 18.84 \text{ cm}^2 > A_{min} = 12 \text{ cm}^2.$$

✓ **Vérification de St :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(64.80 ; 40\text{cm})$$

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

✓ **Vérification selon RPA :**

Zone nodal :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 30\text{cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min(20\text{cm}, 30\text{cm})$$

On prend $S_t = 15\text{cm}$.

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

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

✚ **Schéma de la longrine :**

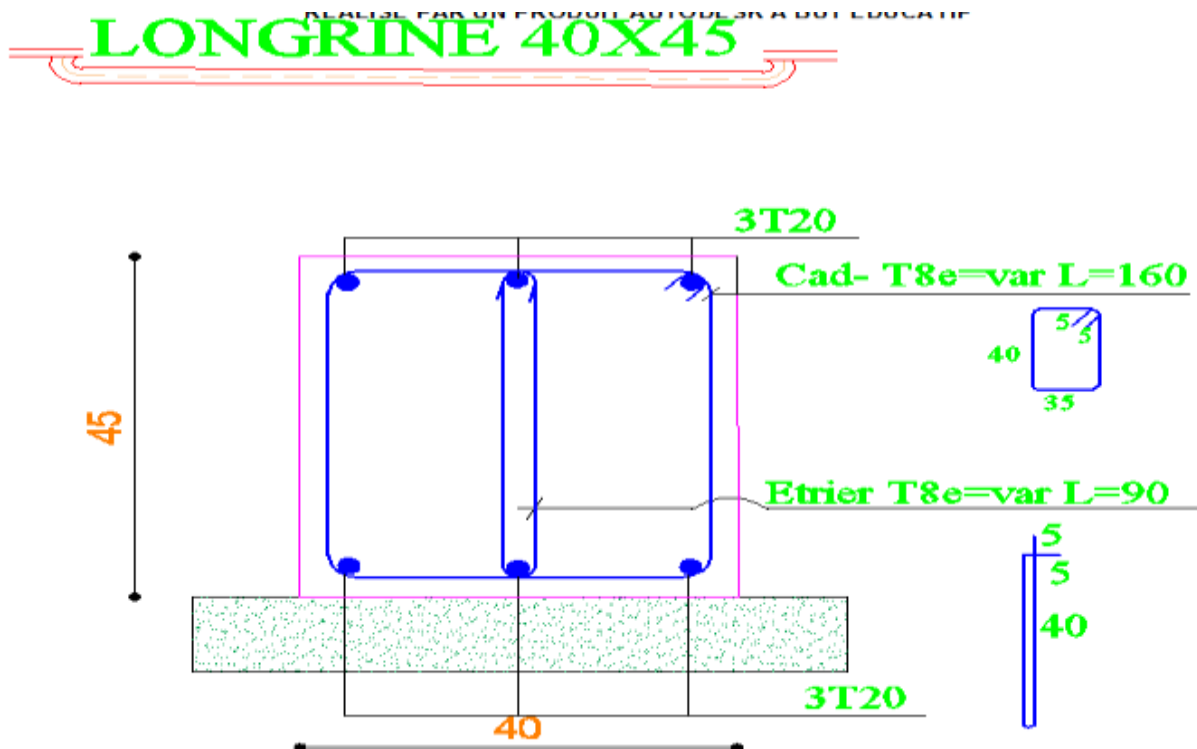


Figure.VII.5. Ferrailage de la longrine.

VII.4.4 : Ferrailage de la semelle :

Vérification de l'application de la méthode des bielles :

$$e_0 = 3.6\text{cm} \leq \frac{B}{24} = \frac{310}{24} = 12.92\text{cm}$$

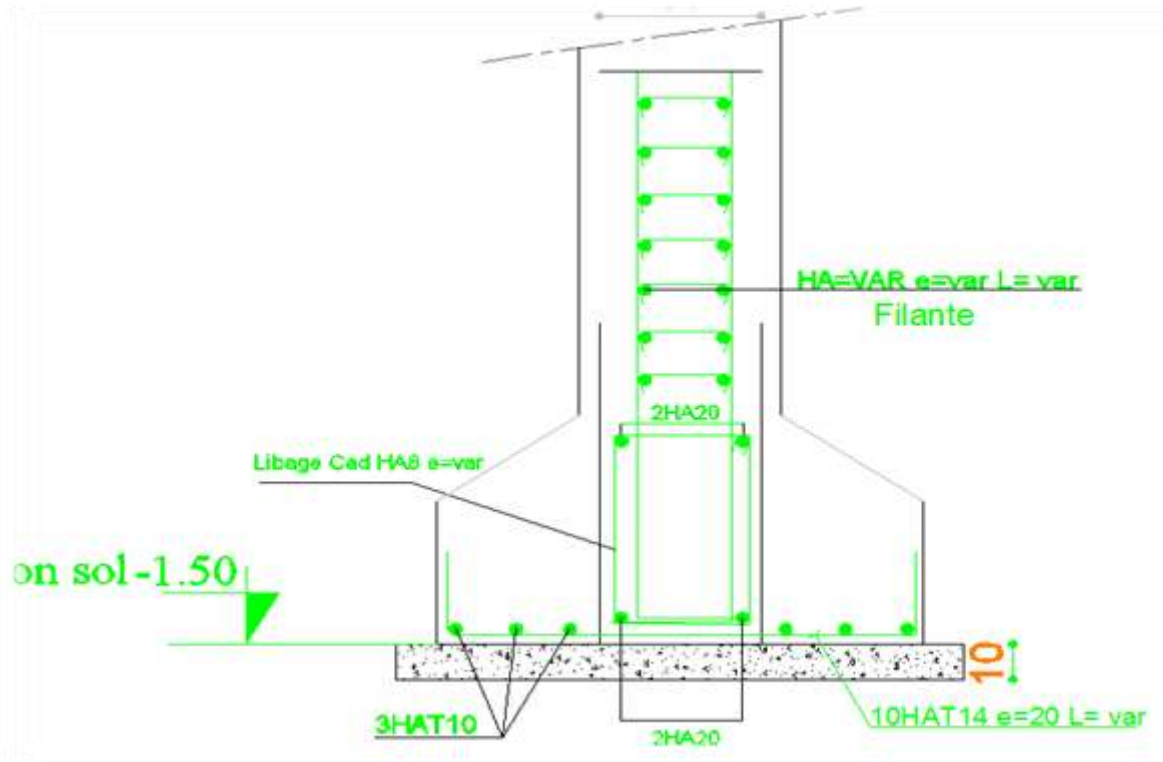
Sens x :

$$A_s = \frac{Nu(A-a)}{8\alpha x \sigma_{st}} = \frac{1353.92(240-60)}{8 \times 72 \times 348} = 12.15\text{cm}^2.$$

On adopte : 10HA14 = 15.39cm²

Espacement : $e = 20\text{cm}$

Sens-y :



$$A_s = \frac{Nu(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1353.92(355-45)}{8 \times 72 \times 348} = 20.93 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $12\text{HA}16 = 24.13 \text{ cm}^2$

Espacement : $e = 15\text{cm}$

Figure.VII.6. Ferrailage des semelles filantes.

VII.5. Etude des Longrines :

VII.5.1 : Introduction :

Le rôle des longrines est de relier les points d'appuis du bâtiment, à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

VII.5.2 : Dimensionnement de longrine :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines dans notre cas sont : Site de catégorie **S3** » $40 \text{ cm} \times 45 \text{ cm}$ Donc la section de la longrine est : $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$
Le choix de notre fondation nous oblige à utiliser les longrines pour la construction et assuré Un chaînage de base permettant la rigidité de l'ensemble des fondations.

Le type de site est (meuble), donc pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$F = (N/\alpha) \geq 20\text{KN}$ d'après RPA 99 / version 2003) et comme notre zone est la zone sismique IIa d'où $\alpha = 15$ avec :

N : présente la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidaires.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

VII.5.3 : Le ferrailage :

✓ **ELU :**

$N_u = 1929.45\text{KN}$.

$F = (N/\alpha) = 1929.45/15 = 128.63\text{KN}$.

$F = 128.63\text{KN} > 20\text{KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{F}{\sigma} \\ 0.6\% \cdot B \\ B \frac{f_{t28}}{f_e} \end{array} \right. = \begin{cases} 3.21 \text{ cm}^2 \\ 10.80 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99 version 2003)} \\ 9.45 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte **4HA14 = 6.16 cm²**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres d'où l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15%) d'après RPA 99 / version 2003.

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot B = \frac{0.6}{100} (40 \times 45) = 10.80 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4HA14 = 6.16 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_s > 0,23 \times \left(\frac{F_j}{F_e} \right) \times b \times d$$

$$A_s \geq 0,23 \times \left(\frac{1.8}{400} \right) 40 \times 40.5 = 1,68 \text{ cm}^2$$

$A_s > 1,68 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ **L'espacement des cadres :**

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15\phi) \rightarrow St \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1,4)$$

On adopte : $St = 15\text{cm}$.

✓ **Les armatures transversales :**

On choisit forfaitairement : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$; $A_s = 1,5\text{cm}$.

✓ **Condition des armatures transversales :**

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_L \geq \frac{1}{3} \times 14$$

$8 \text{ mm} > 4.66 \text{ mm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Schéma de ferrailage :

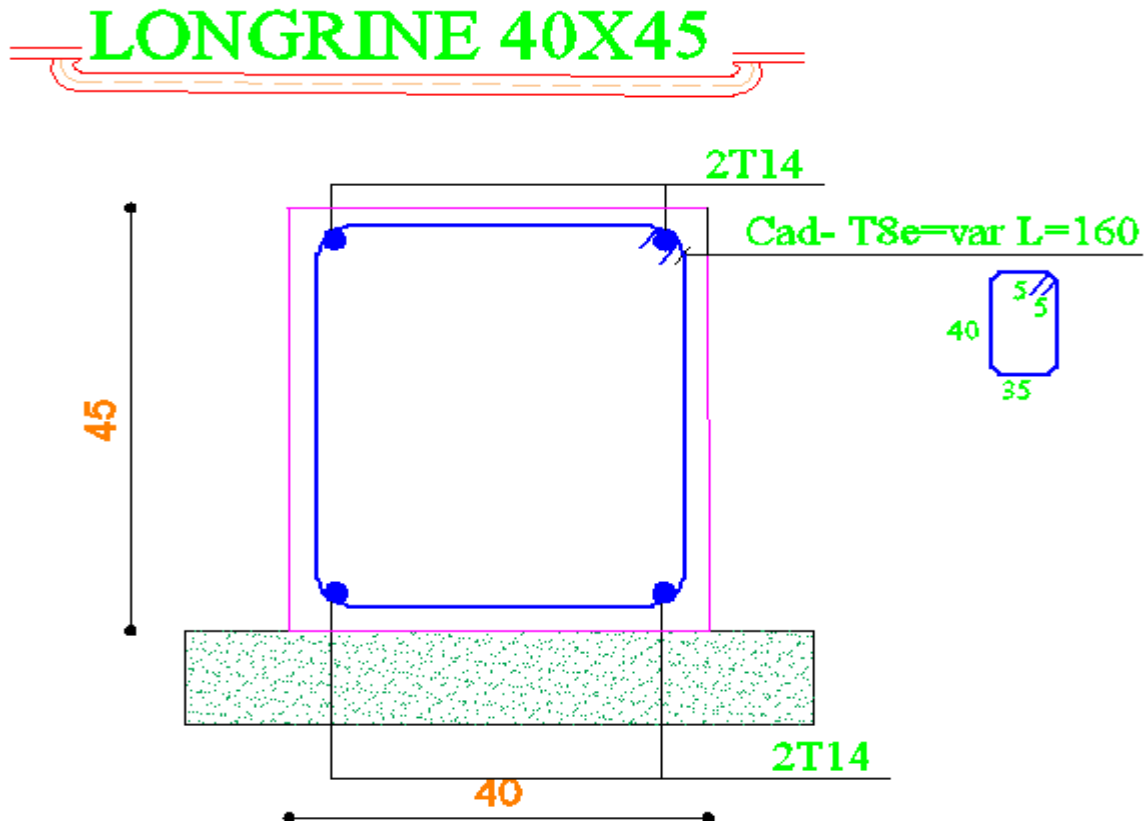


Figure.VII.7. Schéma de ferrailage.

VII.6. Vérification de chevauchement :

La Surface totale du bâtiment à sa base $S_b = 539.4 \text{ m}^2$

La Surface totale de la fondation $S_f = \text{surface des semelles isolée} + \text{surface des semelles filantes}$.

$$S_f = 194.974 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50% de la surface la base du bâtiment. Pas de risque de chevauchement.



CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La bonne conception.
- La forme de l'élément et comment travaillé.

Dans l'étude de ce projet on à utiliser les logiciels **ROBOT, AUTOCAD, SOCOTEC**, ...etc., Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le **RPA 99/version 2003RPA 2003, BAEL 91 modifié99, CBA 93, DTR BC 2.2, D.T. R C2-4.7.**

D'après le calcul qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisé sans surcout important.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme une référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.



BIBLIOGRAPHIE

Règlement :

- + Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- + Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- + Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- + Béton armé aux états limites **BAEL91**.
- + Réglement Neige et Vent **RNV99**.

Livre :

- + Pratique du **BAEL93**.....**JEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- + CBA.93.....**Règles de conception et de calcul Des structures en béton armé**.
- + Structure en Béton Armé.....**PATRICK PAULTRE**
- + Conception et calcul des structures de bâtiment **HENRY THONIER**

Cours :

- + Béton armé.
- + Mécanique des sols.
- + Résistances des matériaux.
- + Dynamique des structures.
- + Cours de bâtiments.
- + Matériaux de construction.

Thèses fin d'étude :

- + Mémoires de fin d'études, université de Jijel.

Logiciels

- + ROBOT.
- + AUTOCAD 2011.
- + SOCOTEC.
- + WORD 2013.
- + EXCEL 2013.



ANNEXES

ANNEXE I

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,56	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,88
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50

16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE2

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	M_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841

0,48	0,09 94	0,25 00	0,10 26	0,349 1	0,79	0,05 73	0,57 86	0,06 39	0,69 78
0,49	0,09 80	0,25 00	0,10 13	0,358 0	0,80	0,05 61	0,59 59	0,06 28	0,71 11
0,50	0,09 66	0,25 00	0,10 00	0,367 1	0,81	0,05 50	0,61 35	0,06 17	0,72 46
0,51	0,09 51	0,25 00	0,09 87	0,375 8	0,82	0,05 39	0,63 13	0,06 07	0,73 81
0,52	0,09 37	0,25 00	0,09 74	0,385 3	0,83	0,05 28	0,64 94	0,05 96	0,75 18
0,53	0,09 22	0,25 00	0,09 61	0,394 9	0,84	0,05 17	0,66 78	0,05 86	0,76 55
0,54	0,09 08	0,25 00	0,09 48	0,405 0	0,85	0,05 06	0,68 64	0,05 76	0,77 94
0,55	0,08 94	0,25 00	0,09 36	0,415 0	0,86	0,04 96	0,70 52	0,05 66	0,79 32
0,56	0,08 80	0,25 00	0,09 23	0,425 4	0,87	0,04 86	0,72 44	0,05 56	0,80 74
0,57	0,08 65	0,25 82	0,09 10	0,435 7	0,88	0,04 76	0,74 38	0,05 46	0,82 16
0,58	0,08 51	0,27 03	0,08 97	0,446 2	0,89	0,04 66	0,76 35	0,05 37	0,53 58
0,59	0,08 36	0,28 22	0,08 84	0,456 5	0,90	0,04 56	0,78 34	0,05 28	0,85 02
0,60	0,08 22	0,29 48	0,08 70	0,467 2	0,91	0,04 47	0,80 36	0,05 18	0,86 46
0,61	0,08 08	0,30 75	0,08 57	0,478 1	0,92	0,04 37	0,82 51	0,05 09	0,87 99
0,62	0,07 94	0,32 05	0,08 44	0,489 2	0,93	0,04 28	0,84 50	0,05 00	0,89 39
0,63	0,07 79	0,33 38	0,08 31	0,500 4	0,94	0,04 19	0,86 61	0,04 91	0,90 87
0,64	0,07 65	0,34 72	0,08 19	0,511 7	0,95	0,04 10	0,88 75	0,04 83	0,92 36
0,65	0,07 51	0,36 13	0,08 05	0,523 5	0,96	0,04 01	0,90 92	0,04 74	0,93 85
0,66	0,07 37	0,37 53	0,07 92	0,535 1	0,97	0,03 92	0,93 22	0,04 65	0,95 43
0,67	0,07 23	0,38 95	0,07 80	0,546 9	0,98	0,03 84	0,95 45	0,04 57	0,96 94

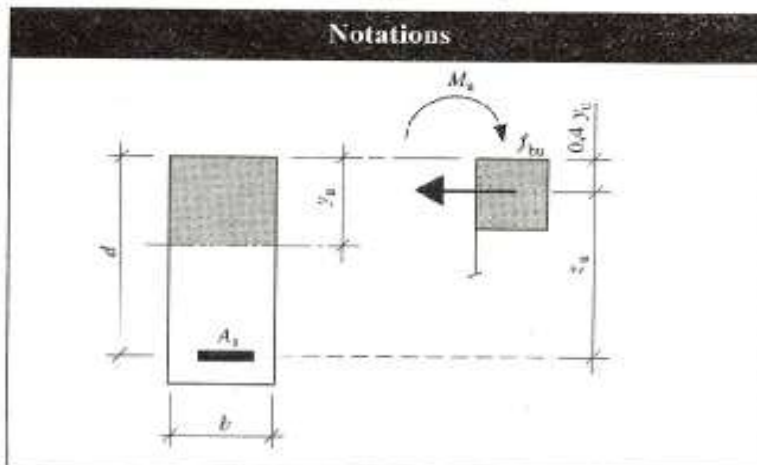
0,68	0,07 10	0,40 34	0,07 67	0,558 4	0,99	0,03 76	0,97 71	0,04 49	0,98 47
0,69	0,06 97	0,41 81	0,07	0,570	1	0,03 68	1	0,04 41	1

ANNEXE

Annexe

4 Tableaux de calcul à l'E.L.U.R.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers naturels: f_e E 400 → ①
 f_e E 500 → ②
- Béton: diagramme rectangulaire simplifié



Contraintes de calcul	Paramètres
<p style="text-align: center;">Béton</p> $f_{tu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$ $\gamma_b = 1,5$	$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{tu}}$ $\alpha_u = \frac{y_u}{d}$ $\beta_u = \frac{z_u}{d}$
<p style="text-align: center;">Acier</p> $f_{su} = \frac{f_s}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1,15$	<p>ϵ_{st} : allongement armature A_u</p> <p>p_u : pourcentage mécanique</p> $p_u = \frac{A_u}{b d} \cdot \frac{f_{su}}{f_{tu}}$

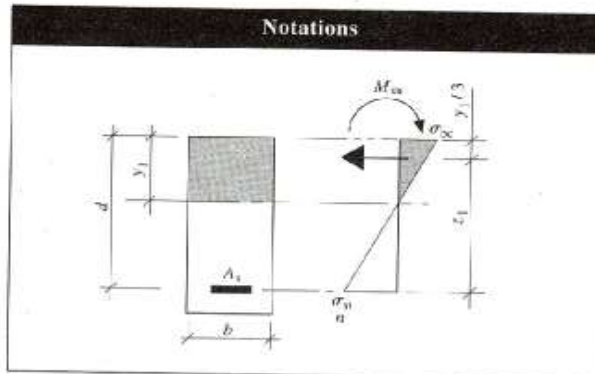
μ_{bu}	α_u	β_u	ϵ_{st}	p_u	
				①	②
0.000	0.000	1.0000	10.000	0.000	0.000
0.002	0.005	0.9990	10.000	0.002	0.002
0.004	0.005	0.9980	10.000	0.004	0.004
0.006	0.008	0.9970	10.000	0.005	0.006
0.008	0.010	0.9960	10.000	0.008	0.008
0.010	0.013	0.9950	10.000	0.010	0.010
0.012	0.015	0.9940	10.000	0.012	0.012
0.014	0.018	0.9930	10.000	0.014	0.014
0.016	0.020	0.9919	10.000	0.016	0.016
0.018	0.023	0.9909	10.000	0.018	0.018
0.020	0.025	0.9899	10.000	0.020	0.020
0.022	0.028	0.9889	10.000	0.022	0.022
0.024	0.030	0.9879	10.000	0.024	0.024
0.026	0.033	0.9868	10.000	0.026	0.026
0.028	0.036	0.9858	10.000	0.028	0.028
0.030	0.038	0.9848	10.000	0.030	0.030
0.032	0.041	0.9837	10.000	0.032	0.032
0.034	0.043	0.9827	10.000	0.033	0.033
0.036	0.046	0.9817	10.000	0.037	0.037
0.038	0.048	0.9806	10.000	0.039	0.039
0.040	0.051	0.9796	10.000	0.041	0.041
0.042	0.054	0.9785	10.000	0.043	0.043
0.044	0.056	0.9775	10.000	0.045	0.045
0.046	0.059	0.9764	10.000	0.047	0.047
0.048	0.062	0.9754	10.000	0.049	0.049
0.050	0.064	0.9743	10.000	0.051	0.051
0.052	0.067	0.9733	10.000	0.053	0.053
0.054	0.069	0.9722	10.000	0.056	0.056
0.056	0.072	0.9712	10.000	0.058	0.058
0.058	0.075	0.9701	10.000	0.060	0.060
0.060	0.077	0.9690	10.000	0.062	0.062
0.062	0.080	0.9680	10.000	0.064	0.064
0.064	0.083	0.9669	10.000	0.066	0.066
0.066	0.085	0.9658	10.000	0.068	0.068
0.068	0.088	0.9648	10.000	0.070	0.070
0.070	0.091	0.9637	10.000	0.073	0.073
0.072	0.093	0.9626	10.000	0.075	0.075
0.074	0.095	0.9615	10.000	0.077	0.077
0.076	0.099	0.9604	10.000	0.079	0.079
0.078	0.102	0.9593	10.000	0.081	0.081
0.080	0.104	0.9583	10.000	0.083	0.083
0.082	0.107	0.9572	10.000	0.085	0.085
0.084	0.110	0.9561	10.000	0.088	0.088
0.086	0.113	0.9550	10.000	0.090	0.090
0.088	0.115	0.9539	10.000	0.092	0.092
0.090	0.118	0.9528	10.000	0.094	0.094
0.092	0.121	0.9517	10.000	0.097	0.097
0.094	0.124	0.9506	10.000	0.099	0.099
0.096	0.126	0.9494	10.000	0.101	0.101
0.098	0.129	0.9483	10.000	0.103	0.103

μ_{hu}	α_u	β_u	ε_{cl}	P_u		μ_{ho}	α_o	β_o	ε_{cl}	P_o		μ_{ou}	α_u	β_u	ε_{cl}	P_u	
				①	②					①	②					①	②
0.100	0.132	0.9672	10.000	0.106	0.106	0.200	0.282	0.8673	8.922	0.225	0.225	0.300	0.469	0.8162	4.118	0.368	0.366
0.102	0.135	0.9661	10.000	0.108	0.108	0.202	0.285	0.8660	8.781	0.228	0.228	0.302	0.463	0.8146	4.053	0.371	0.371
0.104	0.138	0.9650	10.000	0.110	0.110	0.204	0.288	0.8647	8.643	0.231	0.231	0.304	0.467	0.8130	3.989	0.374	0.374
0.106	0.140	0.9639	10.000	0.112	0.112	0.206	0.291	0.8634	8.507	0.233	0.233	0.306	0.471	0.8114	3.925	0.377	0.377
0.108	0.143	0.9627	10.000	0.115	0.115	0.208	0.295	0.8621	8.374	0.236	0.236	0.308	0.475	0.8098	3.862	0.380	0.380
0.110	0.146	0.9616	10.000	0.117	0.117	0.210	0.299	0.8608	8.244	0.238	0.238	0.310	0.477	0.8082	3.800	0.384	0.384
0.112	0.149	0.9605	10.000	0.119	0.119	0.212	0.301	0.8595	8.116	0.241	0.241	0.312	0.484	0.8066	3.739	0.387	0.387
0.114	0.152	0.9595	10.000	0.121	0.121	0.214	0.305	0.8582	7.990	0.244	0.244	0.314	0.488	0.8050	3.678	0.390	0.390
0.116	0.155	0.9582	10.000	0.124	0.124	0.216	0.308	0.8568	7.866	0.246	0.246	0.316	0.492	0.8033	3.618	0.393	0.393
0.118	0.157	0.9570	10.000	0.126	0.126	0.218	0.311	0.8555	7.745	0.249	0.249	0.318	0.496	0.8017	3.559	0.397	0.397
0.120	0.160	0.9559	10.000	0.128	0.128	0.220	0.315	0.8542	7.626	0.252	0.252	0.320	0.500	0.8000	3.500	0.400	0.400
0.122	0.163	0.9547	10.000	0.131	0.131	0.222	0.318	0.8528	7.509	0.254	0.254	0.322	0.504	0.7983	3.442	0.403	0.403
0.124	0.166	0.9536	10.000	0.133	0.133	0.224	0.321	0.8515	7.394	0.257	0.257	0.324	0.508	0.7966	3.385	0.407	0.407
0.126	0.169	0.9524	10.000	0.135	0.135	0.226	0.325	0.8501	7.280	0.260	0.260	0.326	0.512	0.7950	3.328	0.410	0.410
0.128	0.172	0.9513	10.000	0.137	0.137	0.228	0.328	0.8488	7.169	0.262	0.262	0.328	0.517	0.7933	3.272	0.413	0.413
0.130	0.175	0.9501	10.000	0.140	0.140	0.230	0.331	0.8474	7.060	0.265	0.265	0.330	0.521	0.7918	3.216	0.417	0.417
0.132	0.178	0.9490	10.000	0.142	0.142	0.232	0.335	0.8461	6.952	0.268	0.268	0.332	0.525	0.7899	3.161	0.420	0.420
0.134	0.181	0.9478	10.000	0.144	0.144	0.234	0.338	0.8447	6.847	0.271	0.271	0.334	0.530	0.7881	3.107	0.424	0.424
0.136	0.186	0.9466	10.000	0.147	0.147	0.236	0.342	0.8433	6.743	0.273	0.273	0.336	0.534	0.7864	3.053	0.427	0.427
0.138	0.188	0.9454	10.000	0.149	0.149	0.238	0.345	0.8419	6.640	0.276	0.276	0.338	0.538	0.7846	3.000	0.431	0.431
0.140	0.189	0.9443	10.000	0.151	0.151	0.240	0.349	0.8406	6.540	0.279	0.279	0.340	0.543	0.7828	2.947	0.434	0.434
0.142	0.192	0.9431	10.000	0.154	0.154	0.242	0.352	0.8392	6.441	0.282	0.282	0.342	0.547	0.7811	2.895	0.438	0.438
0.144	0.195	0.9419	10.000	0.156	0.156	0.244	0.356	0.8378	6.343	0.284	0.284	0.344	0.552	0.7793	2.843	0.441	0.441
0.146	0.198	0.9407	10.000	0.159	0.159	0.246	0.359	0.8364	6.247	0.287	0.287	0.346	0.556	0.7775	2.792	0.445	0.445
0.148	0.201	0.9395	10.000	0.161	0.161	0.248	0.363	0.8350	6.153	0.290	0.290	0.348	0.561	0.7757	2.741	0.449	0.449
0.150	0.204	0.9383	10.000	0.163	0.163	0.250	0.366	0.8336	6.060	0.293	0.293	0.350	0.565	0.7739	2.691	0.452	0.452
0.152	0.207	0.9371	10.000	0.165	0.165	0.252	0.370	0.8321	5.968	0.296	0.296	0.352	0.570	0.7720	2.641	0.456	0.456
0.154	0.210	0.9359	10.000	0.168	0.168	0.254	0.373	0.8307	5.878	0.299	0.299	0.354	0.575	0.7702	2.592	0.460	0.460
0.156	0.213	0.9347	10.000	0.171	0.171	0.256	0.377	0.8293	5.789	0.301	0.301	0.356	0.579	0.7683	2.543	0.463	0.463
0.158	0.216	0.9335	10.000	0.173	0.173	0.258	0.380	0.8279	5.701	0.304	0.304	0.358	0.584	0.7665	2.495	0.467	0.467
0.160	0.219	0.9323	10.000	0.175	0.175	0.260	0.384	0.8264	5.615	0.307	0.307	0.360	0.589	0.7646	2.447	0.471	0.471
0.162	0.222	0.9311	10.000	0.178	0.178	0.262	0.388	0.8250	5.530	0.310	0.310	0.362	0.593	0.7627	2.399	0.475	0.475
0.164	0.225	0.9299	10.000	0.180	0.180	0.264	0.391	0.8236	5.446	0.313	0.313	0.364	0.598	0.7608	2.352	0.478	0.478
0.166	0.228	0.9287	10.000	0.183	0.183	0.266	0.395	0.8221	5.364	0.316	0.316	0.366	0.603	0.7589	2.305	0.482	0.482
0.168	0.231	0.9274	10.000	0.185	0.185	0.268	0.399	0.8206	5.282	0.319	0.319	0.368	0.608	0.7569	2.259	0.486	0.486
0.170	0.234	0.9262	10.000	0.188	0.188	0.270	0.402	0.8191	5.202	0.322	0.322	0.370	0.613	0.7550	2.213	0.490	0.490
0.172	0.238	0.9250	10.000	0.190	0.190	0.272	0.406	0.8176	5.123	0.325	0.325	0.372	0.618	0.7530	2.168	0.494	0.494
0.174	0.241	0.9237	10.000	0.193	0.193	0.274	0.410	0.8162	5.045	0.328	0.328	0.374	0.623	0.7510	2.122	0.498	0.498
0.176	0.244	0.9225	10.000	0.195	0.195	0.276	0.413	0.8147	4.969	0.331	0.331	0.376	0.628	0.7490	2.078	0.502	0.502
0.178	0.247	0.9212	10.000	0.198	0.198	0.278	0.417	0.8132	4.892	0.334	0.334	0.378	0.633	0.7470	2.033	0.506	0.506
0.180	0.250	0.9200	10.000	0.200	0.200	0.280	0.421	0.8117	4.817	0.337	0.337	0.380	0.638	0.7449	1.989	0.510	0.510
0.182	0.253	0.8987	10.000	0.203	0.203	0.282	0.425	0.8302	4.743	0.340	0.340	0.382	0.643	0.7429	1.945	0.514	0.514
0.184	0.256	0.8975	10.000	0.205	0.205	0.284	0.429	0.8286	4.670	0.343	0.343	0.384	0.648	0.7408	1.902	0.518	0.518
0.186	0.259	0.8962	9.992	0.208	0.208	0.286	0.432	0.8271	4.599	0.346	0.346	0.386	0.653	0.7387	1.859	0.523	0.523
0.188	0.263	0.8950	9.829	0.210	0.210	0.288	0.436	0.8256	4.528	0.349	0.349	0.388	0.658	0.7366	1.816	0.527	0.527
0.190	0.266	0.8937	9.670	0.213	0.213	0.290	0.440	0.8240	4.456	0.352	0.352	0.390	0.664	0.7345	1.773	0.531	0.531
0.192	0.269	0.8924	9.513	0.215	0.215	0.292	0.444	0.8225	4.387	0.355	0.355	0.392	0.669	0.7324	1.731	0.535	0.535
0.194	0.272	0.8912	9.362	0.218	0.218	0.294	0.448	0.8209	4.318	0.358	0.358	0.394	0.674	0.7302	1.689	0.539	0.539
0.196	0.275	0.8899	9.212	0.220	0.220	0.296	0.452	0.8194	4.251	0.361	0.361	0.396	0.680	0.7280	1.648	0.574	0.718
0.198	0.279	0.8886	9.066	0.223	0.223	0.298	0.455	0.8178	4.184	0.364	0.364	0.398	0.685	0.7258	1.606	0.594	0.742
0.400	0.691	0.7236	1.585	0.614	0.766	0.420	0.750	0.7000	1.167	0.894	1.118	0.440	0.817	0.6732	0.784	1.450	1.812
0.460	0.896	0.6414	0.404	3.085	3.856	0.480	1.000	0.6000	0.000	0.000	0.000	0.480	1.000	0.6000	0.000	0.000	0.000

Annexe

5 Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers } domaine élastique $n = 15$
- Béton }



Contraintes de calcul	Paramètres
<p>Béton</p> <p>σ_{bc}</p> <p>Limite réglementaire</p> <p>$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cd}$</p>	$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{st}}$ $K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$ $\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{bc}}$
<p>Acier</p> <p>σ_{st}</p> <p>Limite réglementaire</p> <p>$\bar{\sigma}_{st}$ (cf. BAEL)</p>	$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$ $\beta_1 = \frac{z_1}{d}$ $\rho = \frac{A_s}{b d}$



μ_s	K	μ_b	α_1	β_1	100 ρ
0.0000	6.66	0.0000	0.000	1.0000	0.000
0.0002	183.83	0.0368	0.073	0.9749	0.021
0.0004	127.22	0.0509	0.105	0.9519	0.041
0.0006	102.14	0.0613	0.128	0.9373	0.063
0.0008	87.23	0.0698	0.147	0.9311	0.084
0.0010	77.04	0.0771	0.163	0.9457	0.106
0.0012	69.57	0.0834	0.177	0.9409	0.127
0.0014	63.72	0.0892	0.191	0.9365	0.150
0.0016	59.02	0.0945	0.203	0.9325	0.172
0.0018	55.14	0.0993	0.214	0.9287	0.194
0.0020	51.89	0.1037	0.224	0.9253	0.216
0.0022	49.07	0.1077	0.234	0.9220	0.239
0.0024	46.61	0.1119	0.243	0.9188	0.261
0.0026	44.45	0.1155	0.252	0.9159	0.284
0.0028	42.53	0.1190	0.261	0.9131	0.307
0.0030	40.79	0.1224	0.269	0.9104	0.330
0.0032	39.23	0.1256	0.277	0.9078	0.353
0.0034	37.82	0.1286	0.284	0.9053	0.376
0.0036	36.51	0.1315	0.291	0.9029	0.399
0.0038	35.32	0.1342	0.298	0.9006	0.422
0.0040	34.22	0.1369	0.305	0.8984	0.445
0.0042	33.21	0.1394	0.311	0.8963	0.469
0.0044	32.25	0.1419	0.317	0.8942	0.492
0.0046	31.37	0.1443	0.323	0.8922	0.516
0.0048	30.54	0.1466	0.329	0.8902	0.539
0.0050	29.77	0.1488	0.335	0.8883	0.563
0.0052	29.04	0.1510	0.341	0.8865	0.587
0.0054	28.34	0.1531	0.346	0.8846	0.610
0.0056	27.70	0.1551	0.351	0.8829	0.634
0.0058	27.08	0.1571	0.356	0.8812	0.658
0.0060	26.49	0.1590	0.362	0.8795	0.682
0.0062	25.94	0.1608	0.366	0.8779	0.706
0.0064	25.41	0.1626	0.371	0.8763	0.730
0.0066	24.91	0.1644	0.376	0.8747	0.754
0.0068	24.43	0.1661	0.380	0.8732	0.779
0.0070	23.97	0.1678	0.385	0.8717	0.803
0.0072	23.53	0.1694	0.389	0.8702	0.827
0.0074	23.11	0.1710	0.394	0.8688	0.852
0.0076	22.70	0.1725	0.398	0.8674	0.876
0.0078	22.32	0.1741	0.402	0.8660	0.901
0.0080	21.94	0.1755	0.406	0.8647	0.925
0.0082	21.58	0.1770	0.410	0.8633	0.950
0.0084	21.24	0.1784	0.414	0.8620	0.975
0.0086	20.91	0.1798	0.418	0.8607	0.999
0.0088	20.59	0.1811	0.422	0.8595	1.024
0.0090	20.27	0.1825	0.425	0.8583	1.049
0.0092	19.98	0.1838	0.429	0.8570	1.073
0.0094	19.69	0.1851	0.432	0.8559	1.098
0.0096	19.41	0.1863	0.436	0.8547	1.123
0.0098	19.14	0.1875	0.439	0.8535	1.148

μ_s	K	μ_b	α_1	β_1	100 ρ	μ_s	K	μ_b	α_1	β_1	100 ρ	μ_s	K	μ_b	α_1	β_1	100 ρ
0.0100	18.87	0.1887	0.445	0.8528	1.173	0.0200	11.49	0.2297	0.566	0.8112	2.468	0.0300	8.40	0.2870	0.641	0.7863	3.815
0.0102	18.52	0.1939	0.446	0.8513	1.198	0.0202	11.40	0.2303	0.568	0.8106	2.492	0.0302	8.36	0.2824	0.642	0.7889	3.842
0.0104	18.37	0.1911	0.449	0.8502	1.223	0.0204	11.32	0.2308	0.570	0.8100	2.518	0.0304	8.31	0.2827	0.643	0.7895	3.870
0.0106	18.13	0.1922	0.453	0.8491	1.248	0.0206	11.23	0.2314	0.572	0.8094	2.545	0.0306	8.27	0.2831	0.645	0.7891	3.897
0.0108	17.90	0.1933	0.456	0.8480	1.274	0.0208	11.15	0.2320	0.574	0.8088	2.572	0.0308	8.23	0.2834	0.646	0.7897	3.925
0.0110	17.67	0.1944	0.459	0.8470	1.299	0.0210	11.07	0.2325	0.575	0.8082	2.598	0.0310	8.18	0.2837	0.647	0.7903	3.952
0.0112	17.45	0.1955	0.462	0.8459	1.324	0.0212	10.99	0.2330	0.577	0.8076	2.625	0.0312	8.14	0.2841	0.649	0.7900	3.980
0.0114	17.24	0.1965	0.465	0.8449	1.349	0.0214	10.91	0.2336	0.579	0.8071	2.652	0.0314	8.10	0.2844	0.649	0.7906	4.007
0.0116	17.03	0.1976	0.468	0.8439	1.375	0.0216	10.84	0.2341	0.581	0.8065	2.678	0.0316	8.06	0.2847	0.650	0.7912	4.035
0.0118	16.83	0.1986	0.471	0.8429	1.400	0.0218	10.76	0.2346	0.582	0.8059	2.705	0.0318	8.02	0.2850	0.652	0.7928	4.062
0.0120	16.63	0.1996	0.474	0.8419	1.425	0.0220	10.69	0.2351	0.584	0.8054	2.732	0.0320	7.98	0.2854	0.653	0.7924	4.090
0.0122	16.44	0.2006	0.477	0.8410	1.451	0.0222	10.61	0.2356	0.586	0.8048	2.758	0.0322	7.94	0.2857	0.654	0.7920	4.117
0.0124	16.26	0.2016	0.480	0.8400	1.476	0.0224	10.54	0.2361	0.587	0.8043	2.785	0.0324	7.90	0.2860	0.655	0.7917	4.145
0.0126	16.07	0.2025	0.483	0.8391	1.502	0.0226	10.47	0.2366	0.589	0.8037	2.812	0.0326	7.86	0.2863	0.656	0.7913	4.173
0.0128	15.90	0.2035	0.486	0.8382	1.527	0.0228	10.40	0.2371	0.591	0.8032	2.839	0.0328	7.82	0.2866	0.657	0.7909	4.200
0.0130	15.72	0.2044	0.489	0.8372	1.553	0.0230	10.33	0.2376	0.592	0.8026	2.865	0.0330	7.79	0.2869	0.658	0.7906	4.228
0.0132	15.55	0.2053	0.491	0.8364	1.578	0.0232	10.26	0.2381	0.594	0.8021	2.892	0.0332	7.75	0.2872	0.659	0.7902	4.255
0.0134	15.39	0.2062	0.494	0.8355	1.604	0.0234	10.20	0.2386	0.595	0.8016	2.919	0.0334	7.71	0.2875	0.660	0.7909	4.283
0.0136	15.23	0.2071	0.496	0.8346	1.630	0.0236	10.13	0.2391	0.597	0.8010	2.946	0.0336	7.67	0.2878	0.662	0.7915	4.311
0.0138	15.07	0.2080	0.499	0.8337	1.655	0.0238	10.06	0.2395	0.598	0.8005	2.973	0.0338	7.64	0.2881	0.663	0.7911	4.338
0.0140	14.91	0.2089	0.501	0.8329	1.681	0.0240	10.00	0.2400	0.600	0.8000	3.000	0.0340	7.60	0.2884	0.664	0.7908	4.366
0.0142	14.76	0.2097	0.504	0.8320	1.707	0.0242	9.94	0.2405	0.602	0.7995	3.027	0.0342	7.56	0.2887	0.665	0.7904	4.394
0.0144	14.62	0.2105	0.506	0.8312	1.732	0.0244	9.87	0.2409	0.603	0.7990	3.054	0.0344	7.53	0.2890	0.666	0.7901	4.421
0.0146	14.47	0.2113	0.509	0.8304	1.758	0.0246	9.81	0.2414	0.605	0.7985	3.081	0.0346	7.49	0.2893	0.667	0.7897	4.449
0.0148	14.33	0.2121	0.511	0.8295	1.784	0.0248	9.75	0.2418	0.606	0.7980	3.108	0.0348	7.46	0.2896	0.668	0.7894	4.476
0.0150	14.19	0.2129	0.514	0.8287	1.810	0.0250	9.69	0.2422	0.608	0.7975	3.135	0.0350	7.43	0.2899	0.669	0.7890	4.504
0.0152	14.06	0.2137	0.516	0.8279	1.836	0.0252	9.63	0.2427	0.609	0.7970	3.162	0.0352	7.39	0.2902	0.670	0.7887	4.532
0.0154	13.93	0.2145	0.519	0.8271	1.862	0.0254	9.57	0.2431	0.610	0.7965	3.189	0.0354	7.36	0.2904	0.671	0.7884	4.560
0.0156	13.80	0.2152	0.521	0.8264	1.888	0.0256	9.51	0.2435	0.612	0.7960	3.216	0.0356	7.32	0.2907	0.672	0.7880	4.588
0.0158	13.67	0.2160	0.523	0.8256	1.914	0.0258	9.46	0.2440	0.613	0.7956	3.243	0.0358	7.29	0.2910	0.673	0.7877	4.615
0.0160	13.55	0.2167	0.525	0.8248	1.940	0.0260	9.40	0.2444	0.615	0.7951	3.270	0.0360	7.26	0.2913	0.674	0.7874	4.643
0.0162	13.42	0.2175	0.528	0.8241	1.966	0.0262	9.34	0.2448	0.616	0.7946	3.297	0.0362	7.22	0.2915	0.675	0.7870	4.671
0.0164	13.30	0.2182	0.530	0.8233	1.992	0.0264	9.29	0.2452	0.618	0.7941	3.324	0.0364	7.19	0.2918	0.676	0.7867	4.699
0.0166	13.19	0.2189	0.532	0.8226	2.018	0.0266	9.23	0.2456	0.619	0.7937	3.351	0.0366	7.16	0.2921	0.677	0.7864	4.726
0.0168	13.07	0.2196	0.534	0.8219	2.044	0.0268	9.18	0.2460	0.620	0.7932	3.379	0.0368	7.13	0.2923	0.678	0.7861	4.754
0.0170	12.96	0.2203	0.537	0.8212	2.070	0.0270	9.13	0.2464	0.622	0.7928	3.406	0.0370	7.10	0.2926	0.679	0.7857	4.782
0.0172	12.85	0.2210	0.539	0.8204	2.097	0.0272	9.07	0.2469	0.623	0.7923	3.433	0.0372	7.07	0.2929	0.680	0.7854	4.810
0.0174	12.74	0.2216	0.541	0.8197	2.123	0.0274	9.02	0.2472	0.624	0.7919	3.460	0.0374	7.04	0.2931	0.681	0.7851	4.838
0.0176	12.63	0.2223	0.543	0.8190	2.149	0.0276	8.97	0.2476	0.626	0.7914	3.487	0.0376	7.00	0.2934	0.682	0.7848	4.866
0.0178	12.53	0.2230	0.545	0.8184	2.175	0.0278	8.92	0.2480	0.627	0.7910	3.515	0.0378	6.97	0.2936	0.683	0.7845	4.893
0.0180	12.42	0.2236	0.547	0.8177	2.201	0.0280	8.87	0.2484	0.628	0.7905	3.542	0.0380	6.94	0.2939	0.684	0.7842	4.921
0.0182	12.32	0.2243	0.549	0.8170	2.228	0.0282	8.82	0.2488	0.630	0.7901	3.569	0.0382	6.91	0.2942	0.684	0.7838	4.949
0.0184	12.22	0.2249	0.551	0.8163	2.254	0.0284	8.77	0.2491	0.631	0.7897	3.596	0.0384	6.89	0.2944	0.685	0.7835	4.977
0.0186	12.13	0.2255	0.553	0.8157	2.280	0.0286	8.72	0.2495	0.632	0.7892	3.624	0.0386	6.86	0.2946	0.686	0.7832	5.005
0.0188	12.03	0.2262	0.555	0.8150	2.307	0.0288	8.68	0.2499	0.634	0.7888	3.651	0.0388	6.83	0.2949	0.687	0.7829	5.033
0.0190	11.93	0.2268	0.557	0.8144	2.333	0.0290	8.63	0.2502	0.635	0.7884	3.678	0.0390	6.80	0.2951	0.688	0.7826	5.061
0.0192	11.84	0.2274	0.559	0.8137	2.359	0.0292	8.58	0.2506	0.636	0.7880	3.706	0.0392	6.77	0.2954	0.689	0.7823	5.089
0.0194	11.75	0.2280	0.561	0.8131	2.386	0.0294	8.54	0.2510	0.637	0.7876	3.733	0.0394	6.74	0.2956	0.690	0.7820	5.117
0.0196	11.66	0.2286	0.563	0.8125	2.412	0.0296	8.49	0.2513	0.639	0.7872	3.760	0.0396	6.71	0.2959	0.691	0.7817	5.145
0.0198	11.57	0.2291	0.564	0.8118	2.439	0.0298	8.45	0.2517	0.640	0.7867	3.788	0.0398	6.69	0.2961	0.692	0.7814	5.173

