

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA De Bejaia
Faculté De Technologie
Département De Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : matériaux et structures

Thème

*Etude d'un bâtiment ($R+8+sous-sol$) à usage mixte
(commerce et habitation) contreventé par un système
mixte (voiles-portiques)*

Réalisé par :

M^r: Makhlouf Kamel

M^r: Ouhnit Faycel

Encadré par :

M^r: Chelouah .N

Jury:

M^r:

M^r:

Promotion: 2015 - 2016

Remerciements

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

*Avant tous, dieu tout puissant pour nous avoir donné la force et la
patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et
soutenus durant toute la période de nos études.*

*A Mr CHELOUAH notre promoteur, pour avoir encadré notre
travail.*

*Aux membres de jury, qui nous ont fais l'honneur de présider et
d'examiner ce modeste travail.*

*Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à
notre formation.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de
ce mémoire.*

Kamel et Faycel

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes frères A. alhak et A rezak

A mes sœurs Fadilla , Fahima , meriem , nadjema et Kholoud

A ceux qui m'ont aidé à réaliser ce travail de près ou de loin.

A tous les membres du club scientifique de génie civil.

O. Faycel

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis , merci mes parents.

A ma sœur Lynda et son mari Redoin et son fils Ayman.

A mes sœurs Yassmina et Hassina.

A mes amis "Massi, Soufian, Bilel, Hilal, Said, Kahina Hanane, Tiziri, Wassila"

A ceux qui m'ont aidé à réaliser ce travail de près ou de loin.

A tous les membres du club scientifique de génie civil.

M. Kamel

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Caractéristiques géométriques et architecturales de l'ouvrage.....	1
I.4. Caractéristiques structurales	1
I.5. Règlements et normes utilisés	3
I.6. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91	3
I.7. Actions et sollicitations	4
I.8. Les Caractéristiques des matériaux	7

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	14
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	14
II.2.1. Les planchers.....	14
II.2.2. Les poutres	16
II.2.3. Les poutrelles	18
II.2.4. Les poteaux	19
II.2.5. Les voiles	20
II.2.6. L'acrotère	20
II.2.7. Dalle pleines	21
II.2.8. Les balcons	22
II.2.9. Les murs extérieurs	22
II.2.10. Ascenseur.....	23
II.2.11. Escaliers	24

II.3. Descente des charges	26
II.4. Vérification du poteau central « D2 »	31
II.5. Conclusion.....	33
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1 Introduction.....	34
III.2. Méthodes de calcul des poutrelles.....	34
III.3. Etude des poutrelles	36
III.4. Etude des dalles pleines.....	54
III.5. Etude de l'acrotère	61
III.6. Etude de la dalle de l'ascenseur.....	67
III.7. Etude des escaliers.....	74
Chapitre IV Etude dynamique	
IV.1. Introduction.....	87
IV.2. Etude de la structure au séisme	87
IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 V11	93
IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques.....	95
IV.5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003.....	97
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	99
IV.7. Conclusion.....	100
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V.1. Etude des poutres	101
V.2. Etude des voiles	110
V.3. Etude des poteaux.....	131
V.5. Conclusion	141
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction.....	142
VI.2. Choix du type des fondations.....	142
VI.3. Etude des fondations	142
VI.4. Ferrailage du radier	148
VI.5. Etude des nervures.....	154
VI.6. Voile périphérique	160
VI.7. Conclusion.....	165

Conclusion général

Bibliographie

Annexes

Liste des tableaux

tableaux	page
Tableau .II.1. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	15
Tableau .II.2. Évaluation des charges du plancher étage courant.....	16
Tableau .II.3. Charge permanente revenant à l’acrotère.....	21
Tableau .II.4. Pré dimensionnement des dalles pleines.....	21
Tableau .II.5. Evaluation des charges dans les balcons.....	22
Tableau .II.6. Evaluation des charges des murs extérieurs.....	23
Tableau .II.7. Évaluation des charges de l’Ascenseur.....	24
Tableau .II.8: Evaluation des charges du palier.....	25
Tableau .II.9: évaluation des charges de la volée.....	26
Tableau .II.10. Récapitulatif des résultats de la descente de charge du poteau central « D2 ».....	27
Tableau .II.11. Vérifications à la compression de tous les poteaux.....	31
Tableau .II.12. vérification au flambement des poteaux.....	33
Tableau .III.1. Les différents types de poutrelles.....	38
Tableau .III.2. charges revenants au différent type de poutrelles.....	38
Tableau . . 3. Sollicitation du plancher étages courants et RDC.....	41
Tableau . . 4. Sollicitation du plancher terrasse inaccessible.....	41
Tableau . . 5. Sollicitation du plancher sous sol	41
Tableau .III.6. Sollicitations maximales pour les différents niveaux.....	42
Tableau .III.7. ferrailage de différentes poutrelles.....	44
Tableau .III.8. vérification des armatures longitudinales à l’effort tranchant.....	46
Tableau .III.9. . Vérification des états limites de compression de béton.....	48
Tableau .III.10. Vérification des états limites de déformation.....	52
Tableau .III.11. schéma de ferrailage des poutrelles	53
Tableau .III.12. Le ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.....	55
Tableau . . 13: Le ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.....	58
Tableau .III.14: les combinaisons d’actions.....	63
Tableau .III.15: calcul de la section de Ferrailage de la dalle d’ascenseur.....	68
Tableau .III.16: Ferrailage de la dalle d’ascenseur.....	68
Tableau .III.17: Ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	71
Tableau .III.18: sollicitation à l’ELU et l’ELS de l’escalier.....	74
Tableau .III.19: Effort tranchant et moment fléchissant(ELU).....	76
Tableau .III.20: Effort tranchant et moment fléchissant(ELS).....	77
Tableau .III.21: Ferrailage de la volée II.....	81
Tableau .III.22: Ferrailage de la poutre brisé a la flexion simple.....	84
Tableau .III.23: Résultats de calcul des contraintes de béton.....	84
Tableau .IV.1. Valeurs des pénalités Pq.....	89
Tableau .IV.2. différents poids d’étages	89
Tableau .IV.3. Période et taux de participation.....	93
Tableau .IV.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles	96
Tableau .IV.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	96
Tableau .IV.6. vérification de la résultante des forces	97
Tableau .IV.7. Vérification de l’effort normal réduit.....	97
Tableau .IV.8. Vérification des déplacements relatifs sens x-x.....	98
Tableau .IV.9. Vérification des déplacements relatifs sens y-y.....	98
Tableau .IV.10. Vérification des effets P- selon x-x.....	99

Tableau .IV.11. Vérification des effets P- selon y-y.....	100
Tableau .V.1: les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes.....	102
Tableau .V.2: Résultats de calculs de ferrailages des poutres.....	103
Tableau .V.3: Vérification des contraintes tangentielles.....	105
Tableau .V.4: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	105
Tableau .V.5: Vérification de l'état limite de compression.....	106
Tableau .V.6 . Moment résistant dans les poteaux.....	107
Tableau .V.7. Moment résistant dans les poutres.....	107
Tableau .V.8. Vérification des zones nodales.....	107
Tableau .V.9 : Schéma de ferrailage des poutres.....	108
Tableau .V.10. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x1}).....	113
Tableau .V.11. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x2}).....	114
Tableau .V.12. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x3}).....	114
Tableau .V.13. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x4}).....	114
Tableau .V.14. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x5}).....	115
Tableau .V.15. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x6}).....	115
Tableau .V.16. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y1}).....	116
Tableau .V.17. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y2}).....	116
Tableau .V.18. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y3}).....	116
Tableau .V.19. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y4}).....	117
Tableau .V.20. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y5}).....	117
Tableau .V.21. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y6}).....	117
Tableau .V.22. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x1}) dans tous les niveaux.....	119
Tableau .V.23. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x2}) dans tous les niveaux.....	120
Tableau .V.24. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x3}) dans tous les niveaux.....	121
Tableau .V.25. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x4}) dans tous les niveaux.....	122
Tableau .V.26. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x5}) dans tous les niveaux.....	123
Tableau .V.27. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x6}) dans tous les niveaux.....	124
Tableau .V.28. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y1}) dans tous les niveaux.....	125
Tableau .V.29. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y2}) dans tous les niveaux.....	126
Tableau .V.30. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y3}) dans tous les niveaux.....	127
Tableau .V.31. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y4}) dans tous les niveaux.....	128
Tableau .V.32. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y5}) dans tous les niveaux.....	129
Tableau .V.33. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y6}) dans tous les niveaux.....	130
Tableau .V.34 armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives aux prescriptions du RPA99/2003.....	133
Tableau .V.35 . Sollicitations dans les poteaux.....	134
Tableau .V.36. Ferrailage des poteaux.....	135
Tableau .V. 37. Les armatures transversale dans les poteaux.....	135
Tableau .V38. Les armatures transversales dans les poteaux.....	137
Tableau .V.39. Les armatures transversales dans les poteaux.....	138
Tableau .V.40. Vérification des contraintes tangentielles.....	139
Tableau .V.41. Schémas de ferrailages des poteaux.....	139
Tableau .V .1: Section des armatures du radier.....	150
Tableau .VI.2: Vérification des contraintes de la dalle du radier.....	151
Tableau .VI.3: Redimensionnement de la section d'acier.....	153
Tableau .VI.4: Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.....	152

Tableau .VI.5: Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x.....	155
Tableau .VI.6: Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.....	156
Tableau .VI.7: Résultats de ferrailage des nervures.....	156
Tableau .VI.8: Vérification de la contrainte tangentielle.....	157
Tableau .VI.9: Vérification des contraintes dans les nervures.....	157
Tableau .VI.10: Redimensionnement de la section d'acier.....	158
Tableau .VI.11: Vérification des contraintes des nervures du radier après redimensionnement de la section d'acier.....	158
Tableau .VI.12: Schéma de ferrailage des nervures.....	159
Tableau .VI.13: Section des armatures du voile périphérique.....	163
Tableau .VI.14: Vérification des contraintes dans le voile périphérique.....	164
Tableau .VI.15: Redimensionnement de la section d'acier.....	164
Tableau .VI.16: Vérification des contraintes du viole périphérique après redimensionnement de la section d'acier.....	164

Liste des figures

Figure I. 1: <i>Diagramme des contraintes déformations du béton</i>	09
Figure I.2 : <i>Diagramme contrainte-déformation de l'acier</i>	12
Figure II. 1: <i>plancher à corps creux</i>	14
Figure II. 2: <i>Schéma du plancher terrasse inaccessible</i>	15
Figure II. 3 <i>Schéma du plancher étage courant</i>	15
Figure II. 4: <i>coupe transversale d'une poutre</i>	16
Figure II. 5: <i>Schéma d'une poutrelle</i>	18
Figure II. 6: <i>Hauteur libre d'étage</i>	19
Figure II. 7: <i>Coupe de voile en plan</i>	20
Figure II. 8: <i>Acrotère</i>	20
Figure II. 9: <i>Murs extérieurs</i>	22
Figure II. 10: <i>Ascenseur</i>	23
Figure II. 11: <i>: Escalier</i>	24
Figure III. 1: <i>.évaluations des moments aux appuis</i>	35
Figure III. 2: <i>diagramme des efforts tranchants</i>	36
Figure III. 3: <i>schema de disposition des poutrelles</i>	37
Figure III. 4: <i>schéma d'une poutrelle</i>	37
Figure III. 5: <i>diagramme des moments fléchissants</i>	40
Figure III. 6: <i>diagramme des efforts tranchants</i>	40
Figure III. 7: <i>schéma de ferrailage de la dalle de compression</i>	54
Figure III. 8: <i>schema de la dalle pleine sur deux appuis</i>	54
Figure III. 9: <i>schema statique de balcon</i>	54
Figure III. 10: <i>schema de ferrailage de la dalle sur deux appuis</i>	56
Figure III. 11: <i>la dalle pleine sur 3 appuis</i>	56
Figure III. 12: <i>schema de ferrailage de la dalle sur trois appuis</i>	61
Figure III. 13: <i>vue en coupe de la dalle</i>	61
Figure III. 14: <i>dimention de l'acrotère</i>	61
Figure III. 15: <i>schéma statique de l'acrotère</i>	62
Figure III. 16: <i>schéma du ferrailage de l'acrotère</i>	66
Figure III. 17: <i>cage d'ascenseur</i>	67
Figure III.18: <i>schéma represente la surface d'impact</i>	70
Figure III.19: <i>ferrailage de la dalle de la dalle de la salle machines</i>	74

Figure III.20: <i>vue en coupe du ferrailage de la dalle</i>	74
Figure III.21: <i>schéma statique de l'escalier</i>	74
Figure III.22: <i>diagramme des sollicitations</i>	75
Figure III.23: <i>diagramme des moments retenus</i>	76
Figure III.24: <i>diagramme des sollicitations</i>	77
Figure III.25: <i>diagramme des moments retenus</i>	77
Figure III.26: <i>schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée</i>	80
Figure III.27: <i>schéma statique de la console</i>	80
Figure III.28: <i>schéma de ferrailage de la 2^{ème} volée</i>	82
Figure III.29: <i>schéma de ferrailage de la poutre brisée</i>	86
Figure IV.1 : <i>vue 3D de la structure</i>	87
Figure IV. 2: <i>spectre de repens</i>	92
Figure IV. 3: <i>La disposition des voiles</i>	93
Figure IV. 4: <i>1^{er} mode de déformation (translation suivant le sans X)</i>	94
Figure IV. 5 : <i>2^{ème} mode de déformation (translation suivant le sens Y)</i>	94
Figure IV. 6: <i>3^{ème} mode de déformation (rotation suivant Z)</i>	95
Figure V. 1: <i>zone nodale</i>	106
Figure V.2 : <i>disposition des voiles</i>	113
Figure V.3: <i>schema de ferrailage de voile (Vx1)</i>	131
Figure VI. 1: <i>schema d'une semelle isolée</i>	143
Figure VI. 2: <i>Schéma d'une dalle du radier</i>	148
Figure VI. 3: <i>schéma de ferrailage du radier</i>	153
Figure VI. 4: <i>schéma statique du débord</i>	153
Figure VI. 5: <i>section à ferrailer</i>	156
Figure VI. 6 : <i>voile périphérique</i> :.....	161
Figure VI. 7: <i>schéma de ferrailage du voile périphérique</i>	165

Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. 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 urbaines dont ils assurent 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 dans cinq grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste; il englobe les travaux publics et le Bâtiment. Il comprend notamment:

- Le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciel,
- Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc..;
- Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, canaux, ports, tunnels, etc..;
- Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc...

Le présent projet entre dans le cadre du gros œuvre, consiste à étudier un R + 8+ sous-sol contreventée par un système mixte "voiles-portiques". Le travail a été partagé en 2 parties principales:

La première partie est l'étude de la superstructure, et qui contient:

- généralités sur les matériaux;
- pré dimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments;
- calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers,...);
- étude dynamique de la structure (période, interaction,...);
- étude des éléments structuraux (poteaux, poutres,...);

La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure, et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

Généralités :**I.1.Introduction:**

Pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique, l'ingénieur doit avoir des connaissances de base sur les quelles prend appui dans l'étude d'un bâtiment.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment **R+8 + sous-sol** à bi-fonctionnel qui regroupe des commerces et des logements de types F2, F3 et F4 à usage d'habitation.

Cet ouvrage est classé selon les règles parasismiques algériennes **RPA99** dans le groupe 2 jet qui sera implanté à Bejaia (au 32 route de Sétif), classé comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.3. Caractéristiques de la structure :**I.3.1. Caractéristiques géométrique :**

Les caractéristiques de la structure sont :

- Largeur en plan est : 18.00m
- Longueur en plan est : 22.20m
- Hauteur du sous sol est : 3.06m
- Hauteur du RDC est : 3.60m
- Hauteur d'étage courant est : 2.97 m
- Hauteur totale du bâtiment est : 30.42m

I.4. Caractéristiques structurales :**I.4.1. Ossature :**

En se référant au *RPA 99 version 2003* qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 17m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques) ou par voiles, avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

I.4.2. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles).

Lorsque le contreventement du bâtiment est obtenu par des portiques, ce sont les poutres des planchers qui constituent les traverses des portiques, et elles doivent être étudiées en conséquence.

I.4.3. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

I.4.4. La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique. (Jean Pierre Mougins « calcul des éléments simples et des structures de bâtiments ; édition Eyrolles 94 »).

Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10 cm.

I.4.5. La terrasse :

Une terrasse inaccessible qui va servir de couverture pour la cage d'escalier, elle est équipée d'une étanchéité multicouches pour l'isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales.

I.4.6. L'acrotère :

Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse, qui va servir comme garde corps.

I.4.7. Enduits et revêtements :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage et plinthe.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs.
- Enduit en ciment pour les murs de façade.

I.4.8. Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.4.9. l'infrastructure :

Dépende de la nature du sol, réalisé en béton armé après l'étude de la superstructure, constituée d'un ensemble résistant et rigide qui remplit les fonctions suivantes :

- Limiter les tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.
- Transmettre les charges verticales au sol.

• Rapport géotechnique du sol

Contrainte du sol est de 1.20 bar à 3.80 m de profondeur.

I.5. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- BAEL 91 (Eyrolles troisième tirage 1997).

I.6. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 :

Le matériau béton – par nature non homogène - associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la RDM. C'est pourquoi des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement **BAEL** (Béton Armé aux Etats Limites).

La dernière version majeure date de 1991 mais des modifications mineures ont été réalisées depuis.

Ces règles, basées sur la théorie des états limites, sont applicables à tous les ouvrages en béton armé dont le béton est constitué de granulats naturels normaux et dont le dosage en ciment est au moins égal à 300 kg/m³.

I.6.1. Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat 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 :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.6.2. Principe d'application des règles de B.A.E.L 91:

- Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :
- Les valeurs représentatives des actions.
- Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- Les résistances caractéristiques des matériaux.
- Les coefficients de sécurité χ_s pour l'acier et χ_b pour le béton.

I.7. Actions et sollicitations :**I.7.1. Les actions :CBA (Art A.3.1.1) :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes,
- Des charges d'exploitations,

- Des charges climatiques.

○ **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

○ **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

○ **Actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, explosions,.....,etc.).

I.7.2. Les sollicitations : CBA93(Art A.3.3.1) :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

○ **Sollicitations de calcul :**

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

○ **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :**

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction,
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

○ **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

I.7.3. Les combinaisons d'action : RPA99 (Article V.5.2) :

Pour calculer les sollicitations (effort normal(N), effort tranchant(T) moment de flexion(M_f) et moment de torsion (M_t) développés dans une section on utilise les combinaisons d'action suivants:

I.7.3.1. Combinaisons d'actions à considérer à l'ELU :○ **Situation durable ou transitoire :**

Lors de la situation durable ou transitoire il y a lieu de considérer :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum_{oi} Q_i$$

$oi = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

oi : Coefficient de pondération.

○ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \sum_{i1} Q_1 + \sum_{i2} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$i1 Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$i2 Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$i1 = \begin{cases} 0,15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

I.7.3.2. Combinaisons d'actions à l'ELS :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{oi} Q_i$$

$oi = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \times E \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

I.8. Les Caractéristiques des matériaux :**I.8.1. Béton :****a) Définition :**

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 (éventuellement).

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 rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Un entretien facile,
- Une bonne résistance aux feux,
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

b) Les constituants du béton :

• Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

• Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

• Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

Dosage :

Le dosage des constituants d'un béton courant est :

- 350 kg/m³ —————> ciment (C.P.A325).
- 400 l/m³ —————> sable ($\phi < 5\text{mm}$).
- 800 l/m³ —————> gravier ($\phi < 25\text{mm}$).
- 175 l/m³ —————> eau de gâchage.

c) Résistance du béton :

- Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Pour $j \leq 28$ jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \quad (j \leq 28 \text{ jours}) \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa} \quad (j > 28 \text{ jours}) \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j , on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

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

- Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60\text{Mpa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$

d) Valeurs de calcul à la compression :

- Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\eta \times \chi_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

Avec :

$$\chi_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$\eta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $> 24\text{h}$

$\eta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est comprise entre 1h et 24h.

$\eta = 0.8$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $< 1h$.

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

e) Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal (fig1.1).

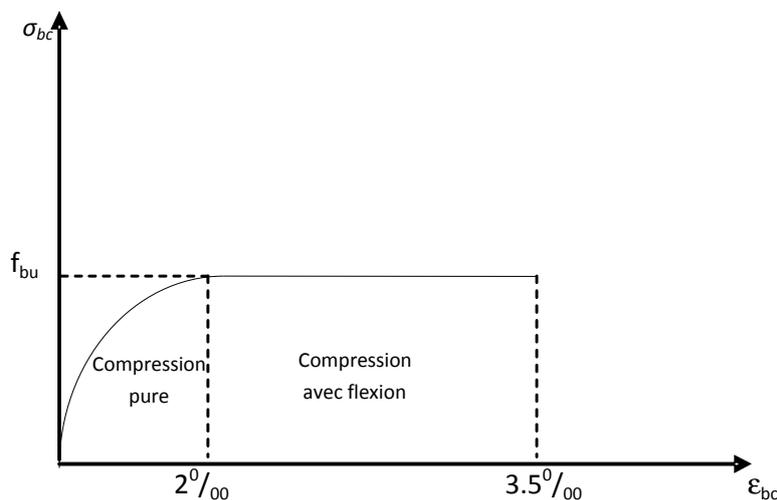


Fig I.1. Diagramme des contraintes déformation du béton

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 :

2.0‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2.0\text{‰} \quad f_{bc} = 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}).$$

$$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$$

- Contrainte limite à l'ELS :

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\tau}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

f) Module de déformation longitudinale du béton :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ **CBA9 (Article A.2.1.2.1)**

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

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

$$E_{i28} = 32164.20 \text{Mpa}$$

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

- Coefficient de poisson :

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\Delta a}{a} \div \frac{\Delta l}{l} = \nu$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

a) Contrainte ultime de cisaillement (du béton) :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$$\tau_{adm} = \min (0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

$\tau_{adm}=3.33\text{Mpa}$ —————> fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm}=2.50\text{Mpa}$ —————> fissuration préjudiciable.

I.8.2. L'Acier:

Définition :

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

a) Différents types d'aciers:

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Les ronds lisses (R.L):

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e=215\text{Mpa}$ (contrainte à la limite élastique).

- $f_u=330$ à 490Mpa (contrainte à la limite de rupture).

- $f_e=235\text{MPa}$.

- $f_u=410$ à 490MPa .

- Les aciers à haute adhérence (H.A):

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique: $f_e=400\text{Mpa}$.

- Contrainte admissible: $\sigma_s=348\text{Mpa}$.

- Coefficient de fissuration: $\eta=1.6$

- Coefficient de sécurité: $\gamma_s=1.15$

- Module d'élasticité: $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

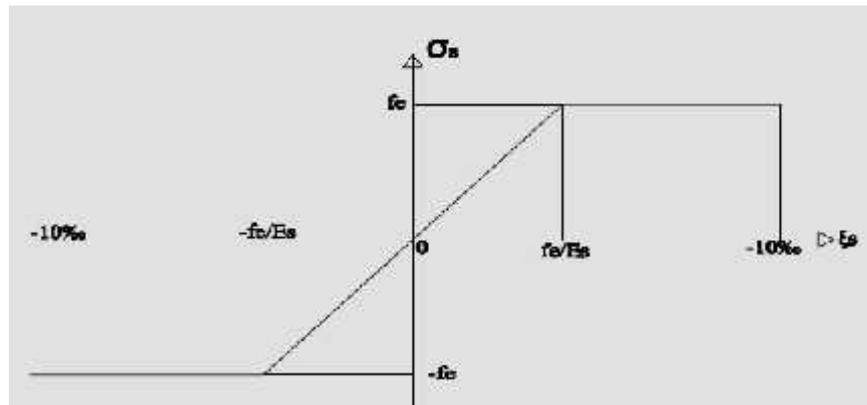


Fig.I.2 Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

- Treillis soudés:

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

* TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.

* TL52($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$.

b) Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit:

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

a) Contrainte limite des aciers:

- Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\gamma \times f_{ij}} \right] [\text{MPa}] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

- Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\bar{f}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\gamma \times f_{ij})} \right] [MPa]$$

BAEL91 (Article A.4.5.32)

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $w \geq 6mm$.

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $w < 6mm$.

II.1. Introduction :

Afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la structure, les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et (CBA 93).

La transmission des charges dans un bâtiment se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1. Les planchers :

Les planchers de notre structure sont à corps creux composés d'une dalle de compression associée à des poutrelles et qui seront disposées selon la plus petite portée.

Selon les règles de CBA93 la hauteur (h_t) d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{CBA 93 Art B.6.8.4.2.4})$$

$$\begin{cases} L_{\max} : \text{la portée maximale entre nu d'appuis des poutres secondaires} \\ h_t : \text{la hauteur du plancher} \end{cases}$$

Avec :

$$L_{\max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{480}{22.5} = 21.33 \text{ cm}$$

On va opter pour une hauteur : $h_t = 24 \text{ cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 24 \text{ cm}$: $\begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

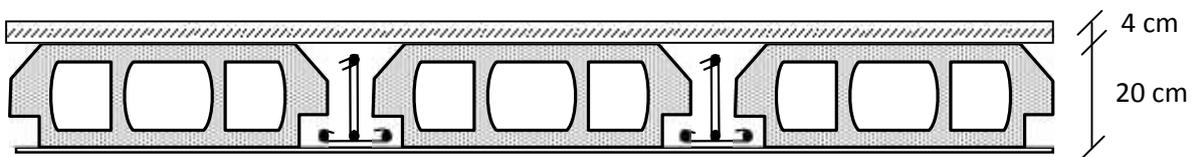


Fig.II.1 : Plancher à corps creux

- Evaluation des charges et surcharges :
 - Plancher terrasse inaccessible :

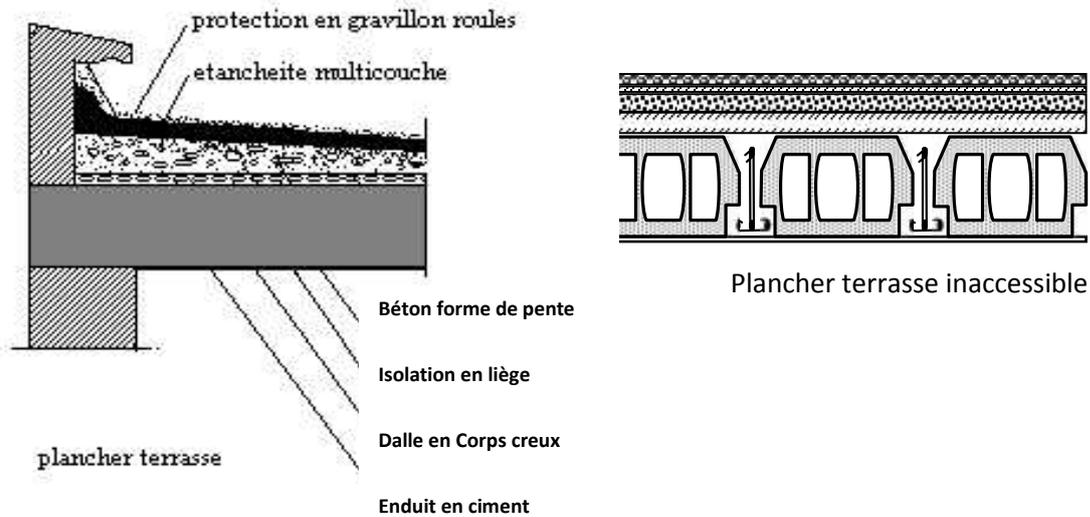


Fig. II.2 : Schéma du plancher terrasse inaccessible

Tableau. II.1. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon roulé	0.04	0.80
2	Etanchéités multicouches	0.02	0.12
3	Forme de pente	0.065	1.43
4	Isolation thermique	0.04	0.16
5	Enduit en ciment	0.02	0.40
	Dalle en corps creux (20+4)	0.24	3.2

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{terrasse} = 6.11KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à $Q_{terrasse} = 1KN/m^2$

- Planchers étages courant ou commercial :

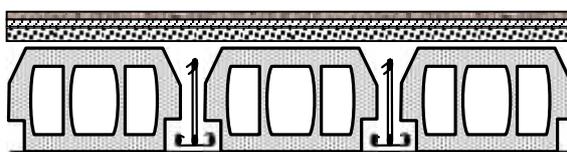


Fig. II.3 : Schéma du plancher étage

Tableau. II.2. Évaluation des charges du plancher étage courant

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	0.40
2	Mortier de pose	0.02	0.4
3	Lit de sable	0.02	0.36
4	Enduit en plâtre	0.02	0.2
	Dalle en corps creux	0.24	3.2
	Cloison de séparation lourde	/	1.00

- La charge permanente totale : $G_{étage} = 5.56 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour habitation est estimée à $Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage a usage de bureau est estimée a $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à $Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

II.2.2. Les poutres :

A) poutres principales : Elles sont disposés perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est données selon le critère de flèche qui est :

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

Avec

- h : hauteur de la poutre
- L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales ($L_{\max}=530-30=500$)

$\Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$

Soit : $h=45 \text{ cm}$ et $b=30 \text{ cm}$.

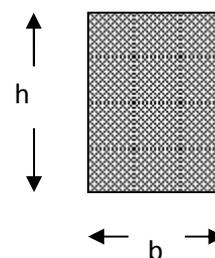


Fig. II.4 : coupe transversale d'une poutre

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \dots\dots\dots (1)$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

$$(1) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h / b = 45 / 35 = 1.28 < 4 \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

B) Les poutres secondaires :

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{\max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm} \Rightarrow 31.66 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

On prend: $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$(1) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{cases}$$

II.2.3. Les poutrelles :

Définition : Les poutrelles sont des éléments de la structure reposant sur les poutres dans le but de transmettre les charges et surcharges aux poutres.

Disposition : Elles sont disposées selon les deux critères suivants :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

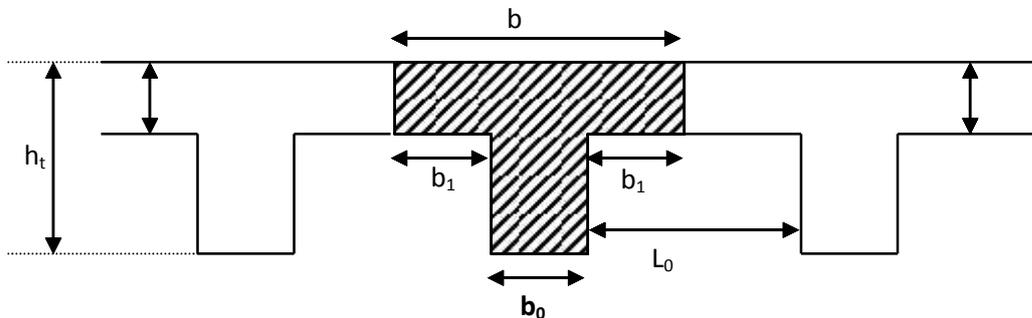


Fig .II.5. Schéma d'une poutrelle

b : Largeur de la table de compression.

h : Epaisseur du plancher = 20 +4 cm.

L_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h \quad b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4 \text{ cm})$$

Soit : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b_1 \quad \min (L_x/2 , L_y/10)$$

CBA93 (ART A.4.1.3)

$L_x = 65-10 = 55 \text{ cm}$: distance entre deux poutrelles successive.

$$L_y = 350-40 = 310 \text{ cm}$$

$$b_1 \quad \min (55/2 ; 310/10)$$

$$b_1 \quad \min (27.5 ; 31 \text{ cm})$$

$b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

Soit : $b = 65\text{cm}$

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

II.2.4. Les poteaux :

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

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min} \{b_1, h_1\} \geq 25 \text{ cm}$ (en zone I et IIa)
- $\text{Min} \{b_1, h_1\} \geq h_e/20$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

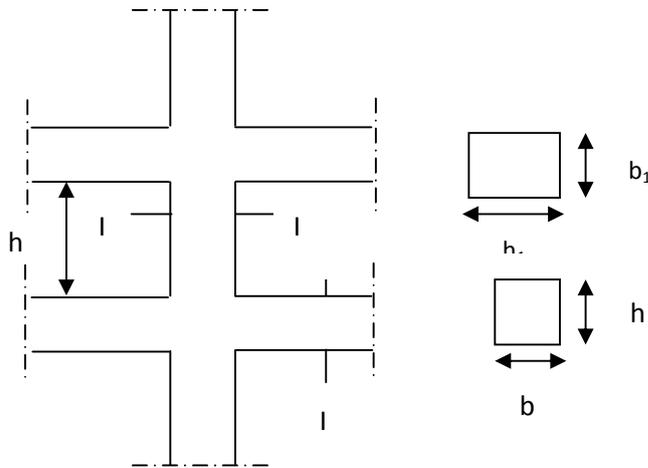


Fig II.6 Hauteur libre d'étage.

Tel que :

h : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h = 2.97m$ Pour les étages 1 jusqu'au 8^{ème}.

$h = 3.06m$ Pour le sous sol.

$h = 3.60m$ Pour le RDC.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

RDC, sous sol et 1^{er} Étage : $50 \times 50 \text{ cm}^2$

2^{ème} ; 3^{ème} Étage : $45 \times 45 \text{ cm}^2$

4^{ème} ; 5^{ème} Étage : $40 \times 40 \text{ cm}^2$

6^{ème} ; 7^{ème} : $35 \times 35 \text{ cm}^2$

8^{ème} : $30 \times 30 \text{ cm}^2$

II.2.5. Les voiles :

Définition :

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

Les voiles destinés d'une part à reprendre 20% des charges et surcharges verticales et d'autres parts à assurer avec les portiques la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux (vent et séisme) leur dimensionnement se fera conformément au RPA99/2003.

➤ Pré dimensionnement :

Le bâtiment sera implanté à Bejaia (zone IIa) et appartenant au groupe d'usage 2, le pré dimensionnement est conduit comme stipule le RPA99.

1. L'épaisseur minimale est de 15cm.....RPA99 (Art 7. 7. 1).
2. $L_{min} \geq 4 a$RPA99 (Art 7. 7. 1).
3. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

$a \geq \max (h_e/20 , h_e/22 , h_e/25)$

h_e : hauteur libre d'étage

Pour le RDC $h_e = 2.66m$.

$a \geq 0.13 m$

Donc **a = 15 cm** avec l'épaisseur min est supérieur à 4a.

$h_e / 20$



FigII.7. : Coupe de voile en plan

II.2.6. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, 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, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend $H = 45cm$

$$S = 15 \times 45 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10.$$

$$S = 0.0760m^2.$$

$G = 25 \times 0.0760 = 1.9KN/ml$. L'acrotère

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

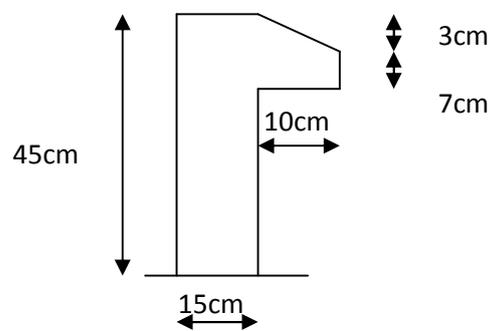


Fig.II.8: Acrotère

Tableau .II.3. Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G total (KN/ml)	Q (KN/ml)
45	15	0.076	1.9	0.4	2.3	1

II.2.7. Dalles pleines :

- **Condition de résistance à la flexion :**

Cette condition dépend du type de dalle (condition d'appuis)

- Dalle reposant sur deux appuis ou quatre appuis avec $= \frac{l_x}{l_y} < 0.4$:
- Dalle reposant sur trois appuis ou quatre appuis avec $= \frac{l_x}{l_y} > 0.4$:

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. II.4. Pré dimensionnement des dalles pleines.

Dalle	Lx (cm)	Ly (cm)	$= \frac{l_x}{l_y}$	$\frac{l_x}{35}$	$\frac{l_x}{30}$
Sur deux appuis	157.5	650	0.24	4.5	5.25
Sur trois appuis	1.30	4.75	0.27	3.71	4.33
Sur quatre appuis	320	490	0.65	9.14	10.66

- **Condition de coupe feu :**

- h 7cm pour une heure de coupe feu ;
- h 11cm pour deux heures de coupe feu.

- **Isolation phonique :**

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

D'après les résultats obtenus et pour vérifier les flèches on adopte une épaisseur de :

e = 14cm

II.2.8. Balcons :**Tableau .II.5.** Evaluation des charges dans les balcons.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Enduit en ciment	0.02	0.4
Dalle pleine	0.14	3.5
Cloison de séparation	0.10+0.05+0.10	1.8

La charge permanente totale qu'on a est $G_{balcon} = 6.90KN/m^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à $Q = 3.5KN/m^2$.

II.2.9. Les murs extérieurs :**Définition :**

C'est ceux qui sont en contact avec l'extérieur, ils permettent une bonne isolation thermique et acoustique.

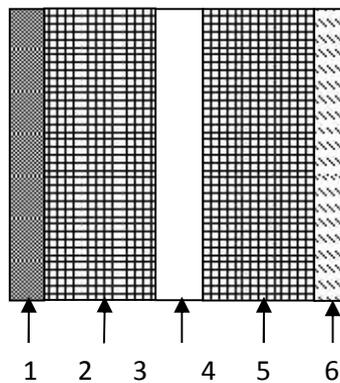
**Fig.II.9.** Murs extérieurs

Tableau .II.6. Evaluation des charges des murs extérieurs

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	0.4
2	Brique creuse	0.1	0.9
3	L'âme d'air	0.05	/
4	Brique creuse	0.10	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	0.28
	Total		2.48

II.2.10. Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

➤ Les caractéristiques :

$V=1\text{m/s}$ vitesse de levage.

$P_m=15\text{kn}$: charge due à la salle de machine.

$D_m=82\text{ kn}$: charge due au poids propre de la l'ascenseur.

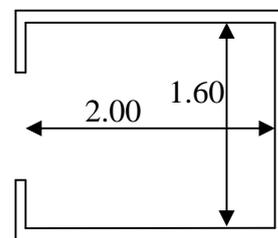
$F_c=102\text{ kn}$: charge due à la rupture des câbles.

Course maximale = 37,36 m.

$B_s*T_s=160*200$ dimensions de la gaine.

Poids de 08 personnes = 630 kg.

$P=15+82+6,3=103,3\text{ kn}$.

**Fig.II.10.**Ascenseur

La dalle de la cage de l'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes qui lui reviennent (machine + ascenseur).

Soit l'épaisseur de la dalle $e = 20\text{cm}$.

➤ **Evaluation des charges et des surcharges :**

Tableau. II.7. Évaluation des charges de l'Ascenseur.

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
$G_1=25 \times 0.20$	$S=L_x \times L_y =2.00 \times 1.60$	$G_2=P /S$ $=103.3/3.20$	$G=G_1+G_2$ $=5.00+32.28$
$G_1=5.00 \text{ KN/m}^2$	$S=3.20$	$G_2=32.28$	$G=37.28$

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

II.2.11. Escaliers :

Définition :

Un escalier est une succession de marche permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

• **Pré dimensionnement :**

H_0 : Hauteur de la volée.

L_0 : longueur totale d'escalier.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64m \dots \dots \dots (1)$$

➤ **Escalier d'étage courant :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \begin{cases} n = 18 & \text{Nombre de contre marches.} \\ n-1 = 17 & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

$h = 16.5 \text{ cm}$

$g = 28 \text{ cm}$

$2h+g = 2 \times 16.5 + 28 = 61.4 \quad \text{vérifié}$

L'épaisseur de la paillasse est donnée par :

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

$L = 3.29 \text{ m}$

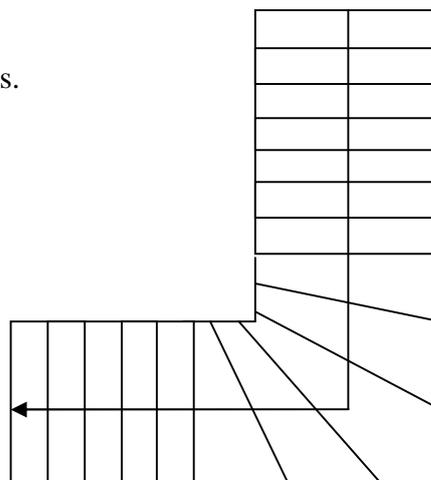


Fig. II.11 : Escalier

Donc : $10.96\text{cm} < e < 16.45\text{cm}$

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

L'angle α

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.485}{3.29} \Rightarrow \alpha = 24.3^\circ$$

➤ escalier de RDC :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \left\{ \begin{array}{l} n:19 \quad \text{Nombre de contre marches.} \\ n-1:18 \quad \text{Nombre de marches.} \end{array} \right.$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

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

$$g = 28\text{cm}$$

$$2h+g = 2 \times 17 + 28 = 62 \quad \text{vérifié}$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

$$L = 3.29\text{m}$$

Donc : $10.96\text{cm} < e < 16.45\text{cm}$

On opte: $e = 15\text{ cm}$

L'angle α

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.485}{3.29} \Rightarrow \alpha = 24.3^\circ$$

Tableau .II.8: Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (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
Dalle en BA	0.15	25	3,75
Enduit ciment	0.02	20	0,40
Charge permanente totale			G = 5,35
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

Tableau .II.9: évaluation des charges de la volée.

N	Description	Poids "G" (KN/m ²)
1	Paillasse	$0,15 \times 25 \times 1 / \cos 25.90 = 4.16$
2	Marches	$17 \times 0,18/2 = 1.53$
3	Mortier de pose	$0,02 \times 20 = 0,40$
4	Carrelage (granito)	$0,02 \times 20 = 0,4$
5	Garde corps	0,60
6	Enduit ciment	$0.02 \times 20 = 0.4$
		G = 7.49
		Q = 2.5

II.3. Descente des charges :

La descente de charge a pour but l'évaluation des charges revenant à chaque élément de la structure afin de déterminer l'effort max à la base.

- **Loi de dégression des charges d'exploitation :**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation n maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

-la loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $Q_1, Q_2 \dots Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2.....n numérotés a partir du sommet du bâtiment.

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

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n = 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) : $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieur suivants.

Poteau central « D2 » : Les surfaces qui reviennent à ce poteau sont représentées dans les schémas suivants :

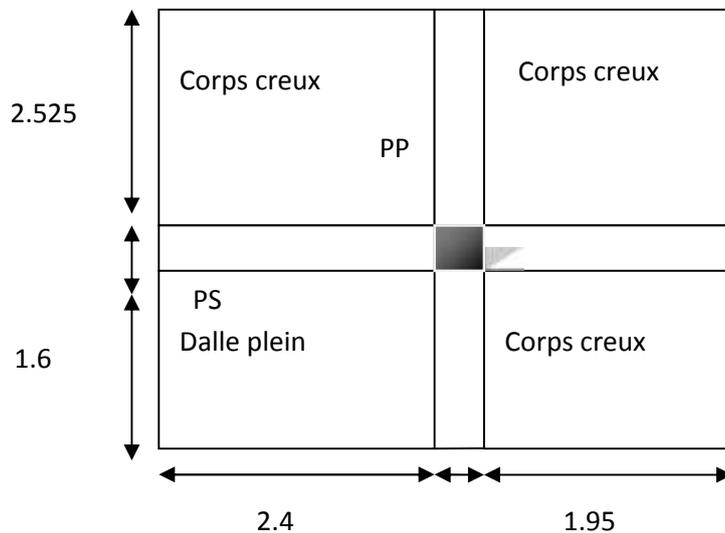


Tableau. II.10. Récapitulatif des résultats de la descente de charge du poteau central « D2 ».

Niveaux	Eléments et leurs surfaces (m ²)	G(KN)	Q(KN) Sans dégression	Q(KN) Avec dégression
N8	<p>Plancher terrasse :</p> <p>Dalle pleine 14.10 3.84*3.5=13.44 1.6*2.4=3.84</p> <p>Poteaux : 0.30*0.30*2.97=0.2673</p> <p>Poutres P 0.45*0.30*(2.525+1.6)= 0.5568</p>	14.10*6.11=86.15 3.84*3.5=13.44 6.68 0.5568*25=13.92 0.522*25=13.05	14.10*1=14.10 3.84	

	Poutres S $0.4*0.3*(2.4+1.95)=0.522$			
Total :		133.24	17.94	17.94
N7	Venant de N8 Plancher courant : Corps creux 14.10 Dalle pleine $1.6*2.4=3.84$ Poteaux : $0.35*0.35*2.97=0.3638$ Poutres P : 0.5568 Poutres S 0.522	133.24 $14.1*5.56=78.4$ $3.84*3.5=13.44$ $0.3638*25=9.10$ 13.92 13.05	17.94 $14.1*1.5=21.15$ $3.84*3.5=13.44$	
Total :		261.15	52.53	44.85
N6	Venant de N7 Plancher courant : Corps creux 14.10 Dalle pleine 3.84 Poteaux : $0.35*0.35*2.79=0.3638$ Poutres P: 0.5568 Poutres S 0.522	261.15 78.40 13.44 9.10 13.92 13.05	52.53 21.15 13.44	
Total :		389.06	87.12	69.07
N5	Venant de N6 Plancher courant : Corps creux 14.10 Dalle pleine 3.84 Poteaux : $0.4*0.4*2.97=0.4752$ Poutres P: 0.5568 Poutres S 0.522	389.06 78.40 13.44 11.88 13.92 13.05	87.12 21.15 13.44	

Total :		516.97	121.71	90.59
N4	Venant de N5 Plancher courant : Corps creux 14.10 Dalle pleine 3.84 Poteaux : 0.40*0.40*2.97=0.4752 Poutres P : 0.5568 Poutres S 0.522	516.97 78.40 13.44 0.4752*25=11.88 13.92 13.05	121.71 21.15 13.44	
Total :		644.88	156.30	109.43
N3	Venant de N4 Plancher courant : Corps creux 14.10 Dalle pleine 3.84 Poteaux : 0.45*0.45*2.97=0.6014 Poutres P : 0.5568 Poutres S 0.522	644.88 78.40 13.44 15.03 13.92 13.05	156.30 21.15 13.44	
Total :		772.79	190.89	125.58
N2	Venant de N3 Plancher courant : Corps creux 14.10 Dalle pleine 3.84 Poteaux : 0.45*0.45*2.97=0.6014 Poutres P : 0.5568 Poutres S 0.522	772.79 78.40 13.44 0.6014*25=15.03 13.92 13.05	190.89 21.15 13.44	
Total :		900.7	225.48	139.03

N1	Venant de N2	900.7	225.48	
	Plancher courant :			
	Corps creux	78.40	21.15	
	14.10	13.44		
	Dalle pleine	18.56	13.44	
	3.84	13.92		
	Poteaux :	13.05		
0.5*0.5*2.97=0.7425				
Poutres P :				
0.5568				
Poutres S				
0.6615				
Total :		1038.07	260.07	152.49
N0	Venant de N1	1038.07	260.07	
	Plancher courant :			
	Corps creux	78.40	21.15	
	14.10	13.44	13.44	
	Dalle pleine	22.5		
	3.84	13.92		
	Poteaux :	13.05		
0.50*0.50*3.60= 0.9				
Poutres P:				
0.5568				
Poutres S				
0.522				
Total :		1165.98	294.66	165.94
N-1	Venant de N0	1165.98	294.66	
	Plancher commerce:	78.4	89.70	
	14.10	13.44		
	Dalle pleine	19.12		
	3.84	13.92		
	Poteaux :	13.05		
	0.5*0.5*3.06=0.765			
Poutres P :				
0.5568				
Poutres S				
0.522				
Total :		1303.91	384.36	255.64

L'effort normal ultime au poteau central « D4 » :

$$N_u = 1.35 \cdot 1303.91 + 1.5 \cdot 255.64 = \mathbf{2143.73KN}$$

Selon CBA93 on doit (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

$N_u = 2143.73 \times 1.1 = 2358.11 \text{ KN}$

II.4. Vérification du poteau central « D2 » :

• **Vérification du critère de résistance :**

On doit vérifier que : $\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{f_{bu}}$

Avec :

B : aire de la section droite du béton seul ; $B = b \times h$

N_u : effort de compression maximal calculé précédemment.

$B \geq \frac{2358.11 \times 10^{-3}}{f_{bu}} = 0.16 \text{ m}^2$

$B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2 > 0.16 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau. II.11. Vérifications à la compression de tous les poteaux

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm2)	Condition : B > B calcule		observation
			B (m2)	B calcule (m2)	
RDC; 1 ^{er} et sous-sol	2358.11	50*50	0.25	0.16	vérifiée
2 ^{ième} et 3 ^{ième} étage	1652.31	45*45	0.20	0.12	vérifiée
4 ^{ième} et 5 ^{ième} étage	1199.07	40*40	0.16	0.08	vérifiée
6 ^{ième} et 7 ^{ième} étage	737.44	35*35	0.16	0.06	vérifiée
8 ^{ième} étage	266.30	30*30	0.09	0.02	vérifiée

• **Vérification au flambement :**

D'après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit faire vérification suivante :

$$N_u \leq \Gamma \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- B_r : Section réduite du béton.
- A_s : Section des armatures.
- γ_b : coefficient de sécurité de béton.
- γ_s : coefficient de sécurité des aciers
- Γ : Coefficient en fonction de l'élanement } .

$$r = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

• **Vérification du poteau sous sol :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m.$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25m^2$$

$$I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 0.52 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.52 \times 10^{-2}}{0.25}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.144} = 14.87 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{14.87}{35}\right)^2} = 0.820$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$A.N : B_r \geq \frac{2358.11 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.131m^2$$

$$\text{Or nous avons : } B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2304m^2$$

$0.2304 > 0.131$, donc le poteau ne risque pas le phénomène de flambement.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Tableau. II.12. vérification au flambement des poteaux

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm ²)	Condition : Br > Br calcule		observation
			Br (m ²)	Br calcule(m ²)	
sous-sol	2358.11	50*50	0.2304	0.131	vérifiée
RDC	1924.94	50*50	0.2304	0.108	vérifiée
1 ^{er} étage	1710.87	50*50	0.2304	0.094	vérifiée
2 ^{ième} et 3 ^{ième} étage	1652.31	45*45	0.1849	0.092	vérifiée
4 ^{ième} et 5 ^{ième} étage	1190.07	40*40	0.1444	0.067	vérifiée
6 ^{ième} , 7 et 8 ^{ième} étage	737.44	35*35	0.1089	0.042	vérifiée
9 ^{ième} et terrasse	266.30	30*30	0.0784	0.015	vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

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

II.5. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ Poutre principale : (30*45) cm².
- ✓ Poutre secondaire : (30*40) cm².
- ✓ Poteau de RDC ; 1^{er}étage et sous-sol : (50*50) cm².
- ✓ Poteau de 2^{ème} et 3^{ème} étage : (45*45) cm².
- ✓ Poteau de 4^{ème} et 5^{ème} étage : (40*40) cm².
- ✓ Poteau de 6^{ème} et 7 étage : (35*35) cm².
- ✓ Poteau de 8^{ème} étage: (30*30) cm².

III.1. Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.2. Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.2.1. Méthode forfaitaire :

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
- Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
- La fissuration est peu nuisible.

III.2.1.1.Principe de la méthode forfaitaire :**➤ Les moments fléchissant****• En travée :**

$r = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times r) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times r}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times r}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

• **En appuis:**

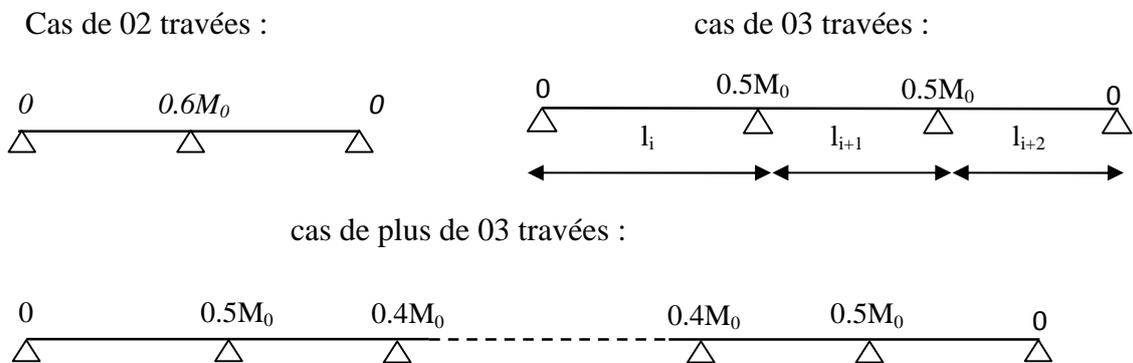


Figure.III.1:évaluations des moments aux appuis.

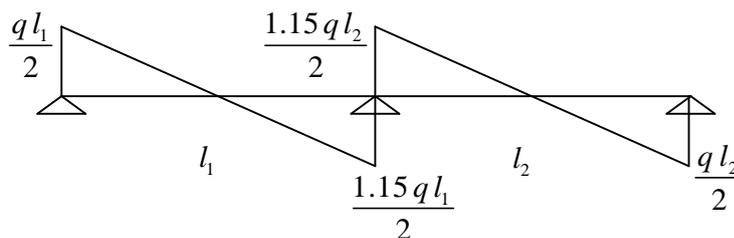
➤ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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



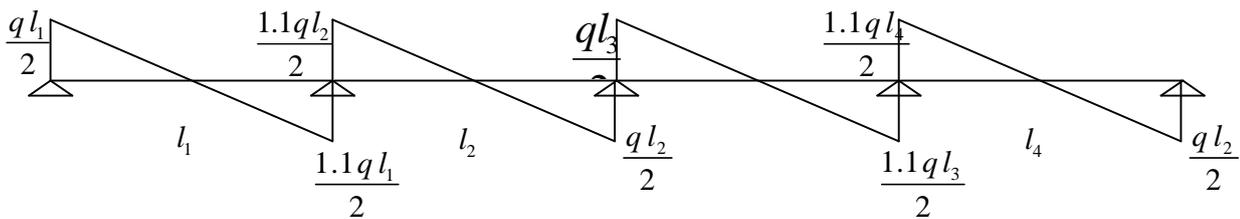


Figure. III.2:diagramme des efforts tranchants.

III.2.2. Méthode de Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

III.2.2.1.Principe de la méthode Caquot :

➤ **Calcul des moments**

- **En appuis :** $M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$ (BAEL. Art. L.III,3)

Avec $l' = 0.8 \times l$: Pour une travée intermédiaire ; $l' = l$: Pour une travée de rive.

P_g ; P_d : Charge a gauche a et droite de la travée.

- **En travées :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

- **Evaluation des efforts tranchants :** $V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$ (BAEL. Art. L.III,3)

III.3.Etude des poutrelles:

.3 .1.Disposition des poutrelles:

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère.

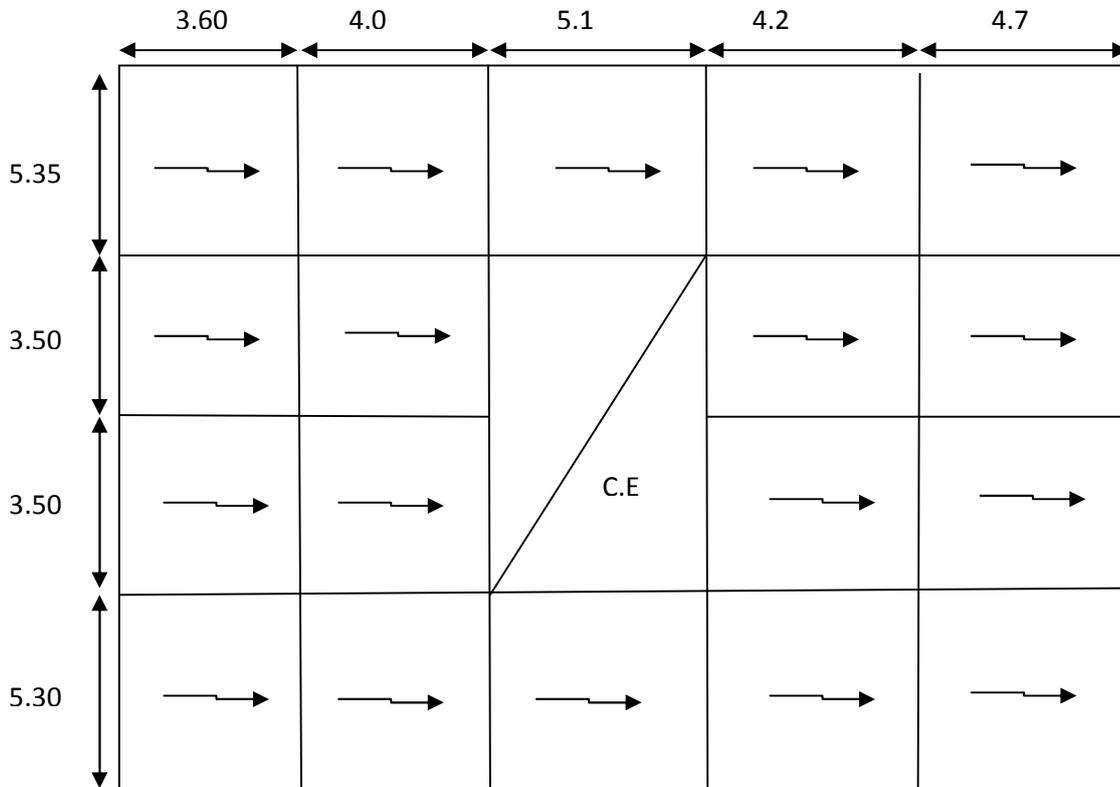


Figure.III.3:dispositions des poutrelles.

➤ Dimensions de la poutrelle :

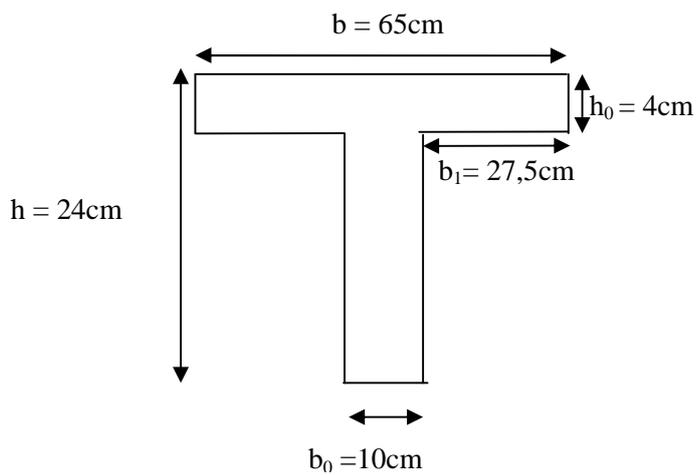
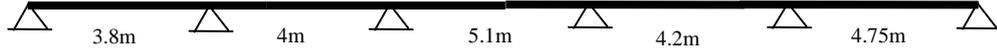


Figure. .4:Schéma d'une poutrelle

.3.2.Les Différents types de poutrelles :

On a 4 types de poutrelles :

Tableau.III.1:Les différents types de poutrelles.

Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{eme} type	
3 ^{eme} type	
4 ^{eme} type	

III.3.3. Calcul des sollicitations :

➤ **Combinaison de charge :**

ELU : $q_u = [(1.35 \times G) + (1.5 \times Q)] \times 0.65 \text{ KN / ml}$

ELS : $q_s = (G + Q) \times 0.65 \text{ KN / ml}$

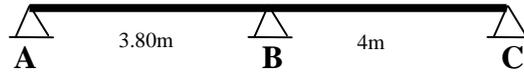
➤ **Détermination des charges :**

Le tableau ci-dessous présente les charges revenant aux poutrelles pour les différents étages :

Tableau.III.2:charges revenant au différent type de poutrelles

Plancher	G(kN/m ²)	Q(kN/m ²)	q _u (kN/ml)	q _s (kN/ml)
Terrasse inaccessible	6.88	1	7.01	5.12
Etages courant et RDC	5.56	1.5	6.34	4.58
Sous sol	5.56	5	9.75	6.86

➤ **Exposé d'un cas de calcul: Poutrelle type 1 RDC et étages courant:**



➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$Q < 5\text{KN/m}^2$ Vérifiée.

$0.8 < (3.80 / 4) = 0.95 < 1.25$ Vérifiée.

Toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

• **ELU :**

Travée AB : $M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = 11.45 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = 12.68 \text{ KN.m}$

- Les moments au appuis :

$M_A = M_C = 0$

$M_B = -0.6 \times \text{Max} (M_{01} , M_{02}) = - 0.6 M_{02} = - 7.60\text{KN.m}$

- Les Moments en travées :

$r = \frac{Q}{Q + G} = 0.212$

Travée AB :

(1) : $M_t = 0.878 M_{01}$

$\Rightarrow M_t = 8.36 \text{ KN.m}$

(2) : $M_t = 0.670 M_{01}$

Travée BC :

(1) : $M_t = 0.841 M_{02}$

$\Rightarrow M_t = 9.68 \text{ KN.m}$

(2) : $M_t = 0.670 M_{02}$

➤ **Les efforts tranchants :**

Travée AB : $V_A = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.34 \times 3.80}{2} = 12.04\text{KN}$

$V_B = 1.15 \frac{q_u \times L}{2} = 13.85 \text{ KN}$

Travée BC : $V_B = 1.15 \frac{q_u \times L}{2} = 1.15 \times \frac{6.34 \times 4}{2} = 14.58 \text{ KN}$

$V_C = \frac{q_u \times L}{2} = 12.68 \text{ KN}$

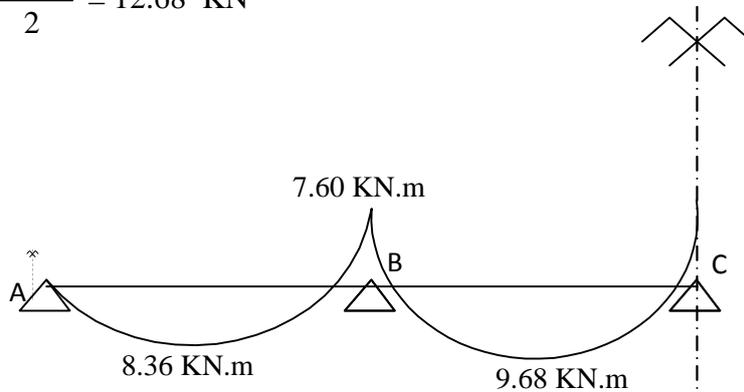


Figure.III.5:Diagramme des moments fléchissant

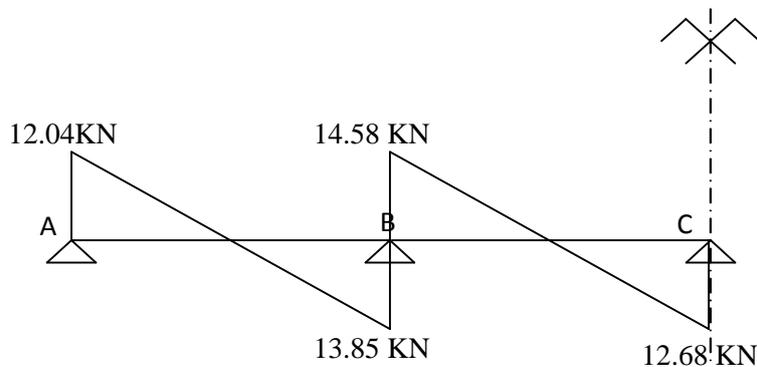


Figure.III.6:Diagramme des efforts tranchants

• **A L'ELS :**

➤ **Les moments isostatiques :**

$M_{01} = 8.28 \text{ KN.m}$

$M_{02} = 9.17 \text{ KN.m}$

- **Les moments aux appuis :**

$M_A = M_E = 0$

$M_B = 5.50 \text{ KN.m}$

- **Les moments en travées :**

Travée AB : $M_t = 6.05 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_t = 7.00 \text{ KN.m}$

Tous les résultats sont dans le tableau suivant :

➤ **Plancher étage courants et RDC :**

$q_u = 6.34 \text{ KN/m}$.

$$q_s = 4.58 \text{ KN/m}$$

Tableau. .3:Sollicitation du plancher étages courants et RDC.

Etat	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{\text{appui (max)}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{\text{appui (max)}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KN.m)
Type 1	7.60	9.68	14.58	5.50	7.00
Type 2	10.73	13.65	17.31	7.76	9.88
Type 3	9.92	13.26	17.14	7.12	9.62
Type 4	9.92	13.26	17.14	7.12	9.62

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$q_u = 7.01 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 5.12 \text{ KN/m}$$

Tableau. .4:Sollicitation du plancher terrasse inaccessible.

Etat	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{\text{appui (max)}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{\text{appui (max)}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KN.m)
Type 1	8.41	10.51	16.12	6.14	7.68
Type 2	11.86	14.83	19.15	8.66	10.83
Type 3	10.52	14.86	18.86	7.64	10.87
Type 4	10.52	14.86	18.86	7.64	10.87

➤ **Plancher sous sol :**

$$q_u = 9.75 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 6.86 \text{ KN/m}$$

Tableau. .5:Sollicitation du plancher sous sol.

Etat	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{\text{appui (max)}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{\text{appui (max)}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KN.m)
Type 1	11.70	16.42	22.43	8.23	11.55
Type 2	16.50	23.16	26.64	11.61	13.86
Type 4	17.10	19.62	26.76	11.91	13.86

➤ **Sollicitations maximales retenues :**

Les résultats obtenus des sollicitations les plus défavorables sont présentés dans le tableau ci dessous :

Tableau.III.6:Sollicitations maximales pour les différents niveaux.

Etage	Moments en travées		Moments en appuis intermédiaires		Moments en appuis de rives		Effort Tranchant
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
Etat limite	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse inaccessible	14.86	10.87	11.86	8.66	2.96	2.16	19.15
Etages courants et RDC	13.65	9.88	10.73	7.76	2.68	1.94	17.31
Etage sous sol	23.16	13.86	17.10	11.91	4.12	2.90	26.76

III.3.4.Ferraillage des poutrelles :

➤ **Etages RDC et Etage courants :**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0 / 2)$$

Avec :

M_{tu} : est le moment équilibré par la table de compression

$d = 0.9 \times h$: est la hauteur utile.

M_u : est le moment sollicitant de calcul.

- **Si $M_{tu} > M_u$:** la table n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table ce qui conduit au calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)
- **Si $M_u > M_{tu}$:** l'axe neutre passe par la nervure se qui conduit au calcul d'une Section en Té.

- **Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l'effort Tranchant

- Calcul des armatures longitudinal :**• En travée:**

On a:

$$M_t = 13.65 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

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

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 24 = 22 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = b \times h_o \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - 0.04 / 2\right) = 0.073 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_u$ alors, on calcul une section $(b \times h) = (65 \times 24) \text{ cm}$

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.65 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.03 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{On est en pivot A et } v_{st} = 10\%_{00} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\chi_s} = 348 \text{ MPa}$$

et $\tilde{\mu}_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimé ($A' = 0$)

$$r = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \tilde{\mu}}\right] = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03}\right] = 0.038.$$

$$Z = d \times (1 - 0.4r) = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.038) = 0.216$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{13.65 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1 / 400 = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\min} \Rightarrow \text{C'est vérifié.} \quad \text{on prend : } \mathbf{A = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2}$$

• En appuis intermédiaires :On à $M_a = 10.73 \text{ KN.m}$

Au niveau de l'appui la table est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance

\Rightarrow La section étudié $b_0 \times h$

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.73 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.156$$

$$\tilde{\mu}_{bu} < \tilde{\mu}_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$r = 0.213$$

$$z = 0.201 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{\max}^a}{z \times f_{st}} = \frac{10.73 \times 10^{-3}}{348 \times 0.201} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_a > A_{\min} \Rightarrow$ C'est vérifié. On prend: **A = 2T10 = 1.57cm²**

• **En appuis de rive :**

$M_a = 4.12 \text{ KN.m}$

$\sim_{bu} = 0.059$

$\sim_{bu} < \sim_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$r = 0.077$

$z = 0.213 \text{ m}$

$A = 0.55 \text{ cm}^2$ On prend: **A= 1T10 = 0.79cm²**

III.3.4.2.Récapitulation du ferrailage des différents étages :

Tableau.III.7:Ferrailage des différents poutrelles.

Type de poutrelle		$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$
Terrasse inaccessible	Appui int	1.71	1HA10+1HA12=1.91	0.26	2HA6=0.57
	Travée	1.97	3HA10=2.36	1.72	
	Appui de rive	0.39	1HA10 = 0.78	0.26	
Plancher d'étage courant et RDC	Appui int	1.53	2HA10=1.57	0.26	2HA6=0.57
	Travée	1.81	3HA10=2.36	1.72	
	Appui de rive	0.55	1HA10=0.79	0.26	
Plancher sous sol	Appui int	2.61	2HA14=3.08	0.26	2HA6=0.57
	Travée	3.10	3HA12=3.39	1.72	
	Appui de rive	0.55	1HA10=0.78	0.26	

➤ **Vérification à L'ELU :**

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17.31 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 0.78 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{f}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = 0.78 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- Ferrailage transversal :

On choisit un étrier w 6 $\Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 0.19 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (f_u - 0.3 \times K \times f_{t28})}$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

r = 90 (Les armatures sont perpendiculaires)

D'ou

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (0.94 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 58.8 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant:**

- Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [17.31 - \frac{10.73}{0.9 \times 0.22}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -1.06 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{aucune vérification à faire}$$

- Appuis de rive :

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_U (n'a pas d'influence sur les A_l)

Au niveau de l'appui de rive on a $M_U=0$.

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.15 \geq \frac{1.15 \times 17.31 \times 10^{-3}}{400} = 0.49 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifiée.}$$

- Vérification du cisaillement à la jonction table nervure :

$$f_u = \frac{V_u \times (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = 0.92 \text{ MPa} \leq f_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

Tableau.III.8: Vérification des armature longitudinales à l'effort tranchant.

Plancher	Bielle	Cisaillement	Armatures longitudinale aux appuis		Jonction Table Nervure
			Rive	Intermédiaire	
	$V_u \leq 0.267.a.b_0.f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\chi_s.V_u}{f_e}$	$A_l \geq (v + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\chi_s}{f_e}$	$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9.d.b.h_0} \leq \bar{\tau}_u$
Etage courant + RDC	$17.31 \leq 132.16$	$0.78 \leq 3.33$	$2.36 > 0.49$	$4.27 > 2.05$	$1.84 \leq 3.33$
Terrasse accessible	$19.15 \leq 132.16$	$0.87 \leq 3.33$	$2.36 > 0.55$	$3.93 > 2.27$	$2.04 \leq 3.33$
Sous sol	$26.76 \leq 132.16$	$1.21 \leq 3.33$	$3.39 > 0.76$	$6.47 > 3.25$	$2.85 \leq 3.33$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\tau}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **En travée :**

$$M_t = 9.88 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -1.17 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre dans la nervure} \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

-Vérification des contraintes :

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\dagger}_{bc}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + [15 \times 2.36 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04] y - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times 0.22 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.325 y^2 + 0.025 y - 1.21 \times 10^{-3} = 0$$

$$\Delta = 0.0022 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.04$$

$$y = \frac{-0.025 \pm 0.04}{2 \times 0.325}$$

$$y = 10 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (0.10)^3 - (0.65 - 0.1) \times \frac{(0.10 - 0.04)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.22 + 0.10)^2$$

$$\Rightarrow I = 17889.06 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \dagger_{bc} = \frac{9.88 \times 10^{-3}}{17889.06 \times 10^{-4}} \times 0.10$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \dagger_{bc} = 5.52 \text{ MPa} \\ \overline{\dagger}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

.Donc : $\dagger_{bc} < \overline{\dagger}_{bc}$

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que \dagger_{bc} (\dagger_{sc} est toujours vérifiée)

-En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 7.76 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$H = b \times \frac{h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = 0.96 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 1.57 \times 10^{-4} y - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times 0.22 = 0$$

$$0.325 y^2 + 0.00235 y - 0.00051 = 0$$

$$y_1 = 3.61 \text{ cm}$$

$$y_2 = -4.33 \text{ cm}$$

$$I = \left(\frac{b_0}{3} \times y^3\right) + (15 \times A) \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (0.0361)^3 + (15 \times 1.57 \times 10^{-4}) \times (0.22 - 0.0361)^2 \Rightarrow I = 8983.75 \text{cm}^4$$

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.76 \times 10^{-3}}{8983.75 \times 10^{-8}} \times 0.0361 = 3.11 \text{MPa}$$

Donc : $\dagger_{bc} < (\overline{\dagger}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}) \dots\dots\dots$ C'est vérifié

Toutes les résultats de vérification des états limites de compressions du béton sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau.III.9: Vérification des états limite de compression de béton

Plancher	En travée			En appui			$\overline{\dagger} \text{ (MPa)}$
	M_t (KN.m)	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\dagger \text{ (MPa)}$	M_a (KN.m)	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\dagger \text{ (MPa)}$	
Terrasse inaccessible	10.87	17889.06	6.07	8.66	9446.24	2.57	15
Etage Habitation+RDC	9.88	17889.06	5.52	7.76	8983.75	3.11	15
Sous sol	13.86	18304.26	7.57	11.91	13962.92	3.90	15

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL (Art B-6-3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche **BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93.**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{510} = 0.047 > \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{510}{1000} + 0.5 = 1.01cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

- Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation. $M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$;

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 4.6 \text{ cm}$.

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.39 \times 22 + 0)}{10 \times 24 + (65 - 10)4 + 15(3.39 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 8.68cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times y_G^3 + b_0 \times \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \times (y_G - h_0)^3 + n \times [A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

$$I_0 = 33297.56cm^4$$

$$\dots = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \dots = \frac{3.39}{10 \times 22} \Rightarrow \dots = 0.015$$

$$\} i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \dots} \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$\} _v = 0.4 \times \} _i$ Déformation différée.

$E_i = 32164.2 Mpa$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 Mpa$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

- Calcul des contraintes :

$\dagger_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$; $\dagger_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$; $\dagger_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$

- Inerties fictifs(I_f) :

$\sim_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \dots \times \dagger_{sj} + f_{t28}}$; $\sim_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \dots \times \dagger_{sg} + f_{t28}}$; $\sim_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \dots \times \dagger_{sp} + f_{t28}}$

Si $\sim \leq 0 \Rightarrow \sim = 0$

$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \} _i \times \sim_j}$; $I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \} _i \times \sim_g}$; $I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \} _i \times \sim_p}$; $I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \} _v \times \sim_g}$

- calcul des flèches :

$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}}$; $f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}}$; $f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}}$; $f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{vg}}}$

$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 3.2 = 2.08 KN / m$

$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.56 = 3.61 KN / m$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.56 + 5) \Rightarrow q_{pser} = 6.86 KN / m$

$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.08 \times 5.1^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 5.07 KN.m$

$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.61 \times 5.1^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 8.8 KN.m$

$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.86 \times 5.1^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 16.72 KN.m$

$y = 5.13cm$ $I_0 = 33297.56 cm^4$; $I = 17397.45 cm^4$ $A_s = 3.39 cm^2$

$\} _i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.015} \Rightarrow \} _i = 2.76$

$\} _v = 0.4 \times 2.84 \Rightarrow \} _v = 1.1$

$\dagger_{sj} = 15 \times \frac{5.07 \times (0.22 - 0.0513) \times 10^{-3}}{17397.45 \times 10^{-8}} \Rightarrow \dagger_{sj} = 55.30 Mpa$

$$\tau_{sg} = 15 \times \frac{8.8 \times 10^{-3} (0.22 - 0.0513)}{17397.45 \times 10^{-8}} \Rightarrow \tau_{sg} = 95.99 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{sp} = 15 \times \frac{16.72 \times 10^{-3} (0.22 - 0.0513)}{17397.45 \times 10^{-8}} \Rightarrow \tau_{ps} = 182.41 \text{ Mpa}$$

$$\sim_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 55.30 + 2.1} \Rightarrow \sim_j = 0.33$$

$$\sim_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 95.99 + 2.1} \Rightarrow \sim_g = 0.54$$

$$\sim_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 182.41 + 2.1} \Rightarrow \sim_p = 0.72$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 33297.36}{1 + (2.76 \times 0.33)} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 14655 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 33297.36}{1 + (2.76 \times 0.54)} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 12185 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 33297.36}{1 + (2.76 \times 0.72)} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 12185 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 33297.36}{1 + (1.1 \times 0.54)} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 22896 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5.07 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 32164.2 \times 14655 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.001599 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{8.8 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 32164.2 \times 12185 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.003610 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{16.72 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 32164.2 \times 12185 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.008250 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{5 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 10721.4 \times 22896 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.006932 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 6.932 - 1.599 + 8.250 - 3.610 \Rightarrow \Delta f_t = 9.97 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 9.97 \text{ mm} \leq f_{adm} = 10.1 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ Vérifications des contraintes à ELS :

-Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.10: Vérification des états limites de déformation

Planchers	Sous sol	Etage Habitation et RDC	Terrasse inaccessible
q_{jser} (KN/m)	2.08	2.08	2.08
q_{gser} (KN/m)	3.61	3.61	4.47
q_{pser} (KN/m)	6.86	4.58	5.12
M_{jser} (KN.m)	5.07	5.07	5.07
M_{gser} (KN.m)	8.80	8.81	10.90
M_{pser} (KN.m)	16.72	11.1	12.48
I_0 (Cm ⁴)	33297.36	30475	30475
...	0.015	0.010	0.010
$\}v$	1.10	1.59	1.59
$\}i$	2.76	3.97	3.97
\dagger_{sj} (Mpa)	55.30	78.47	78.47
\dagger_{sg} (Mpa)	95.99	136.19	168.64
\dagger_{sp} (Mpa)	182.41	172.79	193.16
\sim_j	0.33	0.32	0.32
\sim_g	0.54	0.53	0.60
\sim_p	0.72	0.61	0.64
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	19061	14552	14552
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	14655	10686	9820
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	12185	97433	93906
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	22896	18073	17064
f_{ji} (mm)	1.59	2.09	2.09
f_{gi} (mm)	3.61	4.95	5.66
f_{pi} (mm)	8.25	6.88	6.99
f_{gv} (mm)	6.93	8.78	10.51
Δf (mm)	9.97	8.62	6.07
f_{adm} (mm)	10.1	10.1	10.1

III.3.4.3. Schémas de ferrailage des poutrelles.

Tableau.III.11:Schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher sous sol			
Plancher RDC + étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			

III.3.4.4.Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression, sera armée par un treillis soudées continue, totalement ancré sur les appuis de rive, la section des aciers porteurs du treillis soudés, placé perpendiculairement à la portée des poutrelles, est au moins égale à $1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et la section des aciers de répartition parallèles, à la portée des poutrelles, est au moins égale à $0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235 \text{ MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles:

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Selon le CBA (B.6.8.4.2.3)}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles:

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit :

5HA6/ml = 1.14 cm² perpendiculaire aux poutrelles → st = 25cm < 33cm.....vérifiée.

3HA6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → st = 33.33cm < 44cm.....vérifiée.

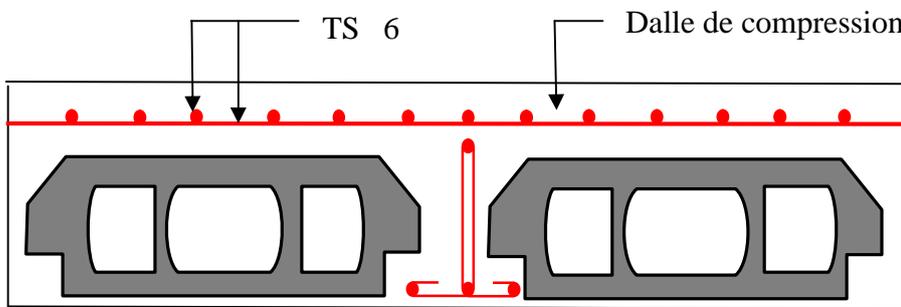


Figure.III.7:Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.4.Etude des Dalle pleine :

III.4.1.Dalle pleine sur deux appuis :

➤ **Calcul des sollicitations**

$$\dots = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,45}{4.80} = 0,30 < 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens.

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4.80}{2} = 2.4 \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2}$$

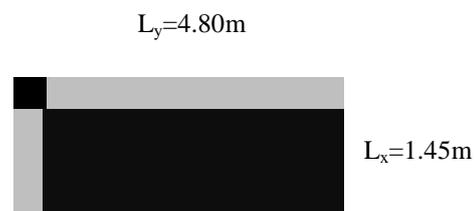


Figure.III.8:dalle pleine sur 2 appuis

- Evaluation des charges

$$G = 7.35 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 15.17 \text{ KN / ml}$$

$$P_s = G + Q = 10.85 \text{ KN / m}^2$$

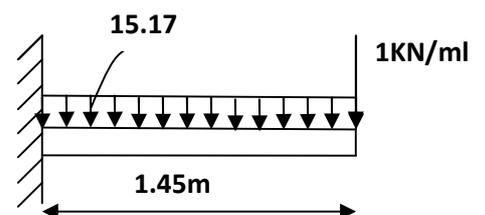


Figure.III.9:Schéma statique balcon

$P=1 \text{ KN /m}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde corps)

$p_u= 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$.

- Les sollicitations

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l \Rightarrow M_U = \frac{15.17 \times 1.45^2}{2} + (1.45 \times 1.35) \Rightarrow M_U = 17.90 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + p_u \Rightarrow V_u = (15.17 \times 1.45) + (1.35) \Rightarrow V_u = 23.34 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage :**

- Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.

Tableau.III.12:Ferraillage de la dalle pleine sur deux appuis

Mu (KN.m)	$\tilde{\eta}_{bu}$	γ	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
12	0,087	0,113	0,114	4.51	6HA10=4.71	16.5

- Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_L}{3} = \frac{4.71}{3} = 1.57 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8=2.01cm²

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification :**

• **A L'ELU :**

- L'effort tranchant : $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23.34 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.194 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1.45 \text{ cm}^2 < 4.71 \text{ cm}^2 \text{ c'est vérifiée.}$$

• **A L'ELS :**

- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

$$M_{ser} = \left(\frac{q_s \times l^2}{2} \right) + (p_s \times l) = \left(\frac{10.85 \times 1.45^2}{2} \right) + (1 \times 1.45) = 12.85 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + (15 \times 4.71 \times 10^{-4}) \times y - (15 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 0.12) = 0$$

$$0.5y^2 + 7.065 \times 10^{-3} y - 8.478 \times 10^{-4} \Rightarrow y = 3.47 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6.534 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\tau_{bc} = 6.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\tau_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\tau}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{y \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 251.63 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{st} > \bar{\tau}_{st} \quad \text{Condition Non vérifiée, donc on va}$$

augmenter la section de l'acier. Soit : 6HA12 = 6.79 cm² /ml.

$$\Rightarrow \tau_{st} = 186.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- La flèche :

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{14}{145} = 0.0965 \right) > \min \left(\frac{1}{20}, \frac{3}{80} \right) = 0.05) . .$$

$$\left(\frac{A}{b \times d} = \frac{6.79 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.00565 \right) \leq \left(\frac{2}{f_e} = 0.005 \right) .$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

H- Schéma de ferrailage

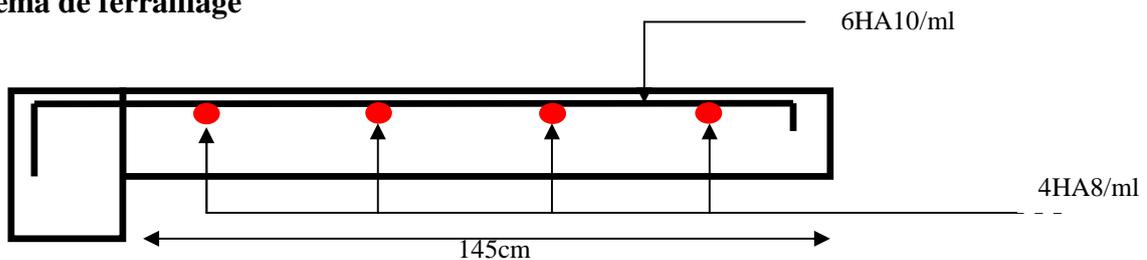


Figure.III.10:Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appui

III.4.2.Dalle pleine sur trois appuis

➤ **Méthode de calcul**

Le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture

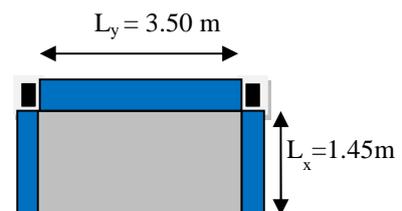


Figure.III.11:dalle pleine sur 3 appuis

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_o^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations

• **A L'ELU:**

$$\dots = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,45}{3,50} = 0,41 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3,50}{2} = 1,75 \Rightarrow L_x \geq \frac{L_y}{2}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

On a: $G = 7.35 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times (7.35) + 1.5 \times (3.5) \Rightarrow P_u = 15.17 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 7.35 + 3.5 \Rightarrow P_s = 10.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{15.17 \times 1.45^3}{6} \\ M_o^x = \frac{15.17 \times 1.4^2 \times 3.5}{2} - \frac{2 \times 15.17 \times 1.4^3}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = 7.70 \text{ KN/m} \\ M_o^x = 24.27 \text{ KN/m} \end{cases}$$

• **En travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_o^x = 0.85 \times 24.27 = 20.62 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_o^y = 0.85 \times 7.70 = 6.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **En appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 M_o^x = 0.5 \times 24.27 = 12.13 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.5 M_o^y = 0.5 \times 7.70 = 3.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{ m}^2$.

• **En travée :**

Sens x-x

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = \frac{20.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = 0.1 \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} < \tilde{\mu}_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \tilde{\mu}_{bu}}}{0.8} = 0.133; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times r) \Rightarrow Z = 0.113m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{20.62 \times 10^{-3}}{348 \times 0.113} \Rightarrow A = 5.24cm^2$$

On opte pour 5HA12=5.65cm²

Sens-y-y

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = \frac{6.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = 0.03 \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} < (\tilde{\mu}_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$r = 0.048 ; Z = 0.107m ; \quad A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{6.54 \times 10^{-3}}{348 \times 0.107} \Rightarrow A = 1.75cm^2$$

On opte pour 4HA10=3.14cm²

• **En appuis :**

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = \frac{12.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} = 0.07 \Rightarrow \tilde{\mu}_{bu} < (\tilde{\mu}_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$r = 0.091 ; z = 0.105m$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{12.13 \times 10^{-3}}{348 \times 0.105} \Rightarrow A = 3.31cm^2$$

On opte pour 5HA10=3.93cm²

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

Pour $e > 12 \text{ cm} ; \dots \geq 0.4 ; f_e E400 \Rightarrow \dots_0 = 8 \times 10^{-4}$.

Sens x x :

$$A_x^{\min} = \dots_0 \left(\frac{3 - \dots}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.41}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.45cm^2$$

Sens y y :

Tableau.III.13: ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}		Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En	Selon x	20.62	0,1	0,133	0.113	5.24	1.45	5T12=3.93

travée	Selon y	6.54	0,03	0,048	0,107	1.75	1.12	4T10=3.14
En appui	Selon x	12.13	0.07	0.091	0.105	3.31	1.45	5T10=2.51
	Selon y	12.13	0.07	0.091	0.105	3.31	1.12	5T10 =2,51

- Espacement des armatures :

Sens x-x : $S_t \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$; On opte : $S_t=20cm$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4h; 45cm) = 45cm$; On opte: $S_t=33cm$

• Vérification a l'ELU

- L'effort tranchant

$$V_{max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.41}{2}} = \frac{15.17 \times 3.50}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.41}{2}} = 21.76KN$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{21.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow (\tau_{max} = 0.19MPa) < (\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa) \text{ Vérifier}$$

• Vérification a l'ELS

- État limite de compression du béton

$$\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}; \quad \tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\tau}_{bc} = 15MPa$$

$$\begin{cases} M_0^y = 10.85 \times \frac{1.45^3}{6} = 5.51KN.m \Rightarrow M_t^y = 0.85 \times 5.51 = 4.68KN.m \\ M_0^x = 10.85 \times \frac{1.45^2}{2} \times 3.50 - \frac{2}{3} \times 10.85 \times 1.45^3 = 17.87KN.m \Rightarrow M_t^x = 0.85 \times 17.87 = 15.19KN.m \end{cases}$$

• Travée // L_x :

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2} y^2 + (15 \times 3.93 \times 10^{-4}) y - (15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0,12) = 0$$

$$0.5y^2 + 5.895 \times 10^{-3} - 7.074 \times 10^{-4} = 0 ; \text{ On trouve : } y = 0,0321 \text{ m}$$

Calcul de I :

$$\frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,0321^3 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} (0,12 - 0,0321)^2 \Rightarrow I = 5657.25cm^4$$

Vérification de τ_{bc} :

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \tau_{bc} = \frac{15.19 \times 0,0321}{5657.25 \times 10^{-5}} \Rightarrow \tau_{bc} = 8.61MPa \Rightarrow \tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\tau_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \overline{\tau}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{y \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 MPa.$$

Vérification de τ_{st} :

$$\tau_{st} = 15 \times \frac{15.19}{5657.25 \times 10^{-5}} \times (0.12 - 0.0321) \Rightarrow \tau_{st} = 354.02 MPa < 201.63 MPa \quad \text{Non Vérifié. donc}$$

on va augmenter la section de l'acier. Soit : 5HA14 = 7.70cm² /ml.

$$\Rightarrow \tau_{st} = 186.61 MPa < \overline{\tau}_s = 201.63 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Travée //à L_y

Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2} y^2 + (15 \times 3.14 \times 10^{-4}) y - (15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.11) = 0$$

$$0.5y^2 + 4.71 \times 10^{-3} - 5.18 \times 10^{-4} = 0 ; \text{ on trouve : } y = 0.0278 \text{ m}$$

Calcul de I

$$I = \frac{1}{3} \times 0.0278^3 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} (0.11 - 0.0278)^2 \Rightarrow I = 3898.63 cm^4$$

Vérification de τ_{bc} :

$$\tau_{bc} = \frac{4.68 \times 0.0278}{3898.63 \times 10^{-5}} = 3.33 MPa \Rightarrow \tau_{bc} < \overline{\tau}_{bc} \quad \text{c'est vérifié}$$

Vérification de τ_{st} :

$$\tau_{st} = 15 \times \frac{4.68}{3898.63 \times 10^{-5}} \times (0.11 - 0.0278) = 148.01 MPa < 201.63 MPa \Rightarrow \tau_{st} < \overline{\tau}_{st} \quad \text{c'est vérifié}$$

- Etat limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens x-x :

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{14}{140} = 0.1 \right) > \left(\frac{1}{16} = 0.0625 \right) ; \quad \left(\frac{h}{l} = 0.1 \right) > \left(\frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{7.59}{10 \times 8.93} = 0.08 \right).$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.93 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12} = 0.0032 \leq \left(\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \right).$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

Sens y-y :

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{14}{325} = 0.04 \right) < \left(\frac{1}{16} = 0.0625 \right); \quad \left(\frac{h}{l} = 0.04 \right) < \left(\frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{2.55}{10 \times 3.01} = 0.084 \right).$$

$$\left(\frac{A}{b \times d} = \frac{2.51 \times 10^{-4}}{1 \times 0.11} = 0.0022\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} = 0.0105\right).$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

$$L < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{325}{500} = 0.65cm.$$

- Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.0451cm ; \quad f_{gi} = 0.0703cm; \quad f_{gv} = 0.267cm; \quad f_{pi} = 0.127cm..$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.27cm < f_{adm} = 0.65cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage

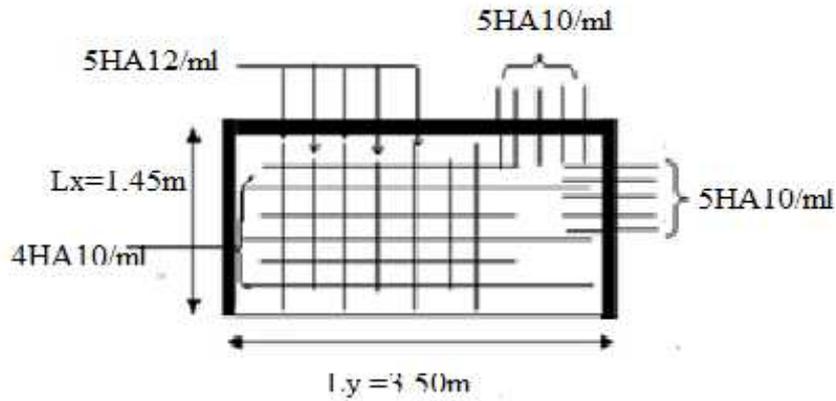


Figure.III.12.Schéma de ferrailage de la dalle plane sur trois appuis.

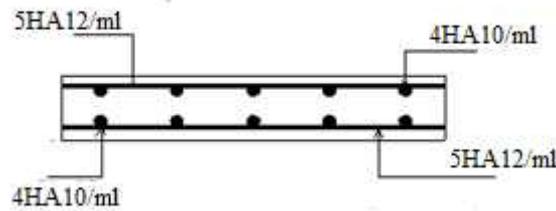


Figure.III.13:Vue en coupe de la dalle.

III.5. Etude de L'acrotère:

III.5.1. Hypothèse de calcul :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

Type de fissuration est préjudiciable.

Il est sollicité à la flexion composée.

L'acrotère est soumis à :

- Son poids propre G.
- à une force latérale due à l'action sismique
- à une charge horizontale Q due à la main courante

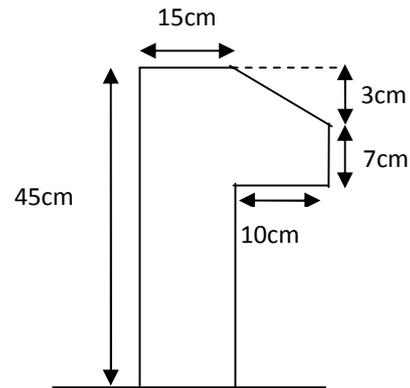


Figure.III.14: Dimension de l'acrotère

➤ **Charge et Surcharge :**

$G = 2.30 \text{ KN/ml}$

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

Charge horizontale due au séisme qui est de $F_p = 4 A C_p W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone a, groupe 2B) $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur de la force horizontale

W_p : Poids propre de l'acrotère

Avec : $A = 0.15$ (zone a, groupe 2B)

$C_p = 0.8$

$W_p = 2.30 \text{ KN/m}$

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.30 = 1.10 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul de centre de graviter de la section :**

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(45 \times 15) \times 7.5 + (10 \times 7) \times 20 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 18.33]}{(45 \times 15) + (10 \times 7) + (10 \times 3) \times (1/2)} = 8.86 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(45 \times 15) \times 22.5 + (10 \times 7) \times 38.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 43]}{(45 \times 15) + (10 \times 7) + (10 \times 3) \times (1/2)} = 20.83 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre $N = 2.30 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

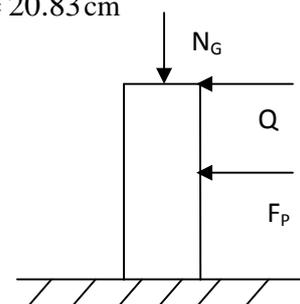


Figure.III.15: Schéma statique de l'acrotère

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.45 = 0.45 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.10 \times 0.20 = 0.22 \text{ KN.m}$$

➤ **Combinaison d'action :**

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

Tableau . 14: Les combinaisons d'actions

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35 G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.30	3.105	2.30
M (KN .m)	0.67	0.675	0.45

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.675}{3.105} = 0.21 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.45}{6} = 0.075 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple.

La section soumise à la flexion composée doit être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) et de l'excentricité pour éviter le risque de flambement.

L'excentricité totale de calcul (e) sans tenir compte de l'effet du second ordre e_2

$$e = e_1 + e_a$$

Avec e_1 : excentricité structurelle - 0.21 m

e_a = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} , \frac{h}{250}) \Rightarrow \max(2 \text{ cm} , \frac{45}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.21 + 0.02 = 0.23 \text{ m}$$

Vérification de la condition en tenant compte de l'effet du second ordre e_2 due à la déformation

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + r w) \quad [2]$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.45 = 0,9 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 15$ cm

Γ : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment totale du premier ordre

$$\Gamma = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.45} = 0$$

w : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{0.9}{0.15} = 6 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.21}{0.15}\right) = 28$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 0.9^2}{0.15 \times 10^4} (2 + 0) = 0.003$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.21 + 0.02 + 0.003 = 0.23 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 3.105$ m

$$M_u = N_u \times e = 3.105 \times 0.23 = 0.714 \text{ KN.m}$$

• À l'ELU :

$$N_u = 3.10 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.714 \text{ KN.m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.714}{3.10} = 0.23 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.23 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ cm} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{uA} = 0.85 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{b}_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \tilde{b}_{bu} = \frac{0.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.004$$

$$\tilde{\nu}_{bu} < \tilde{\nu}_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \tilde{\nu}_{bu}}}{0.8} = 0.005$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times r) = 0.119 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.85 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} = 0.20 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.20 - \frac{3.10 \times 10^{-3}}{348} = 0.19 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T8 = 2,01 cm²

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 T6 = 1.12 cm²

➤ **L'espacement :**

- Armature principale :

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

- Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **À l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

- Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\tilde{I}_t} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\dagger_s = 15 \frac{M_{ser}}{\tilde{t}} (d - y) \leq \bar{\dagger}_s \quad |$$

- Position de l'axe neutre :

$$e = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.45}{2.30} = 0.19 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e - e_G \Rightarrow |c| = 0.19 - 0.075 = 0.115 \text{ m}$$

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

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.11^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.12 - 0.11) = -0.03611 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.11^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.12 - 0.11)^2 = -0.00266 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.03611 y_c - 0.00266 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.11 \leq y_c \leq -0.01$$

$$y_c = -0.10 \text{ m}$$

$$y = -0.10 + 0.11 = 0.01 \text{ m}$$

$$\tilde{t} = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.12 - 0.01) = -2.81 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.45 \times 10^{-3} \times 0.01}{-2.81 \times 10^{-4}} = -0.016 \text{ MF} \leq \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MF}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\dagger}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times y\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\dagger_s = 15 \times \frac{2.30 \times 10^{-3}}{-2.81 \times 10^{-4}} (0.12 - 0.01) = -13.50 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

III.5.2. Schéma de ferrailage de l'acrotère:

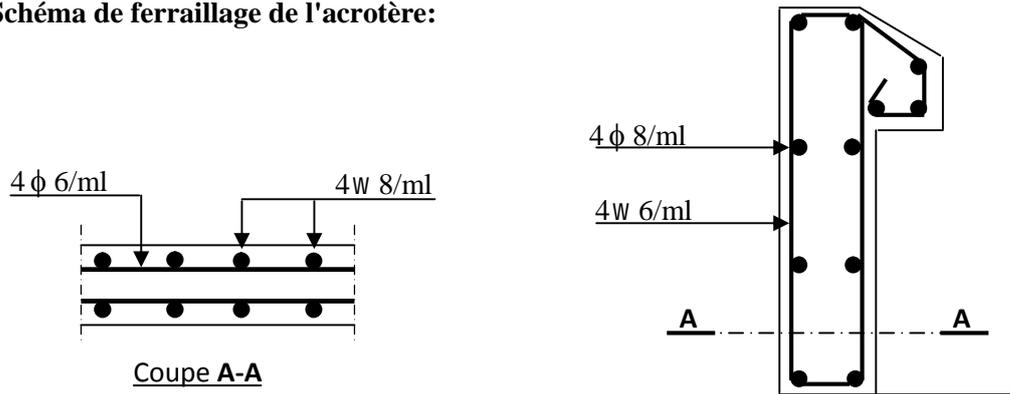


Figure.III.16:Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.6. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle, c'est pour ça on prend l'épaisseur de la dalle égale à 20cm.

III.6.1. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ poids de la dalle en béton armée.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2 \text{ poids du revêtement en béton armée (e=4cm)}$$

$$G' = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{3.20} = 31.875 \text{ KN/m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G_1 + G_2 + G' = 37.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

III.6.1.1. Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations

• **A l'ELU**

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 37.75 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 52.46 \text{ KN/m}^2.$$

$$\dots = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{2} = 0.80 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\dots = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0.0561 \\ \sim_y = 0.5959 \end{cases} \quad \text{BAEL(Annexe1)}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \sim_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0561 \times 52.46 \times 1.6^2 \Rightarrow M_0^x = 7.53 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \sim_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.49 \text{ KNm}$$

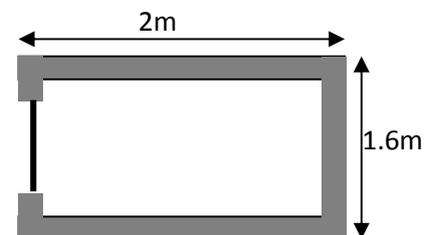


Figure.III.17:Cage d'ascenseur

- Calcul des moments réels

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.40 KNm$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.81 KNm$

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.25 KNm$

- Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18cm$ et $d_y = 17cm$.

Tableau.III.15. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Localisation		M (KN.m)	$\tilde{\nu}_{bu}$	r	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$
travée	x-x	6.40	0.013	0.016	0.1788	1.02	4T10=3.14
	y-y	3.81	0.009	0.011	0.1692	0.64	4T10=3.14
appui		2.25	0.004	0.005	0.1796	0.35	4T10=3.14

➤ **Vérification à l'ELU**

- La condition de non fragilité :

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \nu_0 = 0.0008$; $e = 20cm$; $b = 100 cm$; $\nu = 0.80$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \nu > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \nu_0 \times \frac{3-\nu}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \nu_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.76cm^2/ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2/ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- Calcul des espacements :

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Tableau.III.16: Ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
x-x	6.40	2.25	1.02	1.76	0.35	1.76	4T10=3.14	4T10=3.14
y-y	3.81	2.25	0.64	1.6	0.35	1.76	4T10=3.14	4T10=3.14

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \dots = 0.80 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens.}$$

Sens x - x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 27.97 KN$

Sens y - y : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\dots}{2}} = 29.97 KN$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{29.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.16MPa < 1.25MPa \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\epsilon = 0.2$$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 37.75 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 38.75 KN / m^2$$

$$\dots = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0.0561 \\ \sim_y = 0.5959 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \sim_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.56KNm \\ M_0^y = \sim_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 3.31KNm \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 4.72KNm$

Sens y-y' : $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 2.81KNm$

• **Vérification des contraintes**

- Etat limite de compression de béton : $\dagger_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\dagger}_{bc}$

Sens x-x : $A_x = 3.14cm^2$, $b = 100 cm$, $d = 18 cm$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$; $A' = 0$.

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

On trouve : $y=3.67cm$, $I=11319.63cm^4$

$$\dagger_{bc} = 2.26MPa \leq \bar{\dagger} = 15MPa \dots \dots \dots \text{c'est vérifier.}$$

Sens y-y : $A_y = 3.14cm^4$; $b = 100cm$; $d = 17cm$; $y=3.56cm$; $I=10011.77cm$.

$$\dagger_{bc} = 1.67 \leq 15MPa \dots \dots \dots \text{c'est vérifier.}$$

III.6.1.2. Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

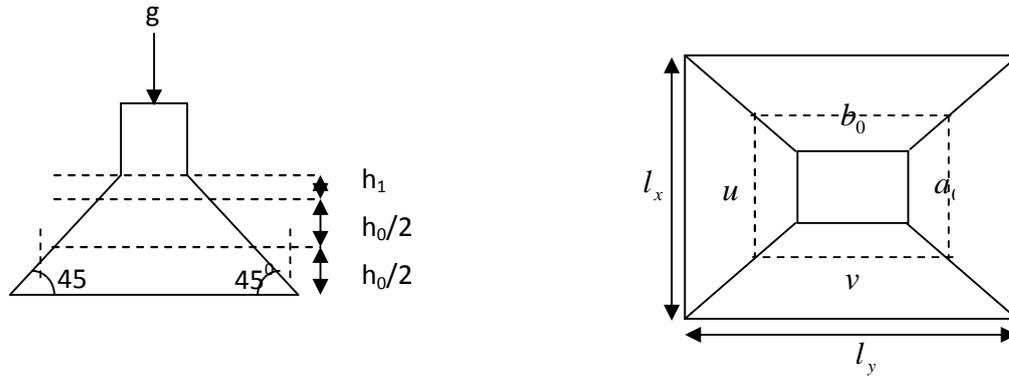


Figure.III.18:Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V = 1m / s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108cm. \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations :

• A L'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + \hat{\nu} \times M_2). \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + \hat{\nu} \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \hat{\nu} = 0 \rightarrow ELU \\ \hat{\nu} = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 \Rightarrow P_u = 139.455KN$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\dots = \frac{l_x}{l_y} ; \quad \frac{u}{l_x} ; \quad \frac{v}{l_y} ; \quad \dots = 0.84 ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{108}{160} = 0,67 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{108}{200} = 0,54$$

En utilisant l'abaque de pigeant on obtient :

$$M_1 = 0.089 \dots\dots\dots [Annexe 02]$$

$$M_2 = 0,080$$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139.455 \times 0.089 = 12.41 \text{KNm} \\ M_{y1} = 139.455 \times 0.080 = 11.15 \text{KNm} \end{cases}$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle:

$$\dots = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0.0561 \\ \sim_y = 0.5959 \end{cases} \quad \text{BAEL (Annexe 1)}$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 q$$

$$G = 25 \times 0,2 + 22 \times 0,04 = 5.88 \text{KN/ml} ; \quad q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times 5.88 + 1,5 \times 1 = 9,43 \text{KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \sim_x \times q_u \times l_x^2 \quad M_{x2} = 1.35 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \sim_y \times M_{x2} \quad M_{y2} = 0.80 \text{KNm}$$

- Superposition des moments :

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.76 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.95 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement :

En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 13.76 = 11.69 \text{KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 11.95 = 10.15 \text{KNm}$$

• **En appuis :**

$$M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 13.76 = 4.12 \text{KNm}$$

➤ **Le ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 17 \text{cm}$

Tableau.III.17:Ferraillage de la dalle de la salle des machines

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens	11.69	4.12	1.89	1.76	0.66	1.76	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Sens	10.15	4.12	1.74	1.6	0.66	1.60	4HA8=2.01	4HA8=2.01

- **Vérification à l'ELU :**

- **Le diamètre des barres :**

Il faut vérifier que :

$$w_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$w_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{x_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm.}$$

$$\text{Or } p_u = 139.455 \text{ KN} \quad 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{x_b} = 648 \text{ KN.} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** $b=100 \text{ cm}$; $d=17 \text{ cm}$.

$$\dagger_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\dagger}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 43.04 \text{ KN} \Rightarrow \dagger_u = 0.253 \text{ MPa} \quad \bar{\dagger}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Espacement des barres :**

$$\text{Sens x-x': } S_t = 25 \text{ cm} \quad \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens y-y': } S_t = 25 \text{ cm} \quad \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

- **Vérification à l'E.L.S :**

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \hat{} \times M_2) = 103.3 \times (0.089 + 0.2 \times 0.080) = 10.84KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \hat{} \times M_1) = 103.3 \times (0.080 + 0.2 \times 0.089) = 10.10KNm \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88KN \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \gamma_x \times q_{ser} \times l_x^2 & M_{x2} = 0.98KNm \\ M_{y2} = \gamma_y \times M_{x2} & M_{y2} = 0.58KNm \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.84 + 0.98 = 11.82KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.10 + 0.58 = 10.68KNm \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis

$$M_{tx} = 0,85 \times 11.82 = 10.04KN.m$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 10.68 = 9.07KN.m$$

$$M_a = 0,3 \times M_x = 3.54KN.m$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Sens x-x :

$$y = 3.67cm \text{ et } I = 11319.63cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.255MPa \leq 15MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

Sens y-y:

$$y = 3.56cm \text{ et } I = 10011.77cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.225MPa \leq 15MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\begin{cases} h / l = 0.1 & 1/16 = 0.06 & (1). \\ h / l = 0.1 & \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 & (2). \\ A / b.d = 0.0017 & 4,2 / f_c = 0.01 & (3). \end{cases}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage :

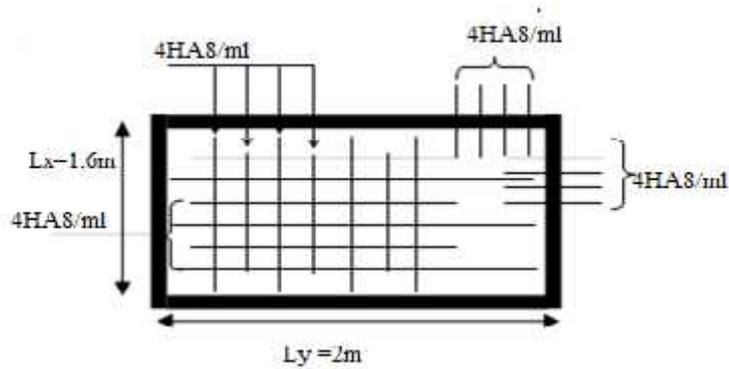


Figure.III.19:ferrailage de la dalle de la salle des machines

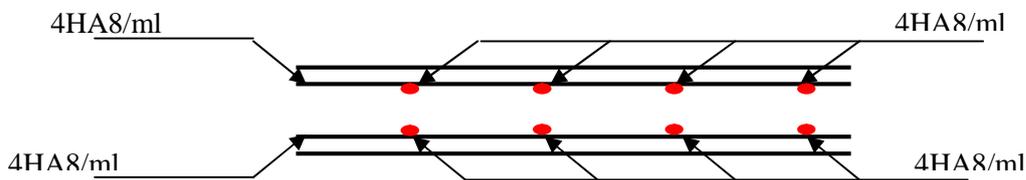


Figure.III.20:Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

III.7.Etude des escalier :

III.7.1. Etude de la volée 1 :

$e = 15\text{cm}$ (épaisseur de la paillasse)

- Combinaison des charges:

Tableau.III.18:Sollicitation à L'ELU et L'ELS de l'escalier.

Localisation	$G(\text{KN/ml})$	$Q \text{ KN/ml}$	$q_u=1,35G+1,5Q$	$q_s=G+Q$
Paillasse	7.29	2.50	13.59	9.79
Palier	5.35	2.50	10.97	7.85

• ELU :

- Réactions des appuis :

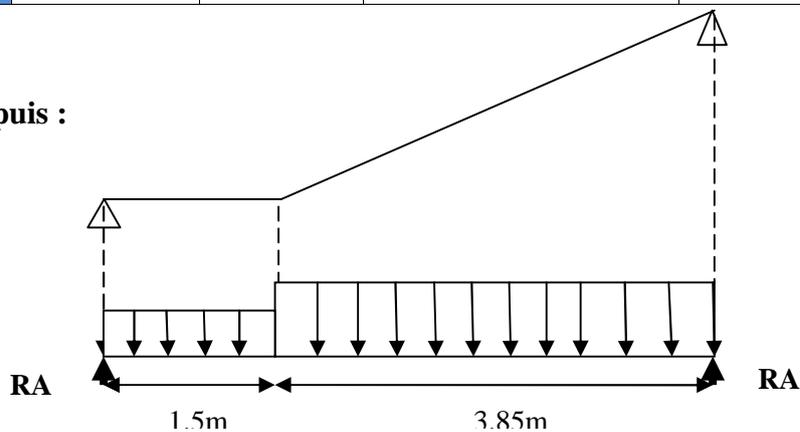


Figure.III.21:Schéma statique de l'escalier

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1.50) + (q_1 \times 3.85)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 68.77 \text{KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(3.85)^2}{2} q_2 + 1.5 \left(\frac{1.5}{2} + 3.85 \right) q_1 \right] / 5.35$$

$$\Rightarrow R_A = 32.97 \text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.5)^2}{2} q_2 + 3.85 \left(\frac{3.85}{2} + 1.5 \right) q_1 \right] / 5.35$$

$$\Rightarrow R_B = 35.80 \text{KN}$$

- Effort tranchant et moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 1.50$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1.5 \leq x \leq 5.35$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.5q_2 - q_1(x - 1.5) \\ M(x) = R_A x - 1.5 \left(x - \frac{1.5}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1.5)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

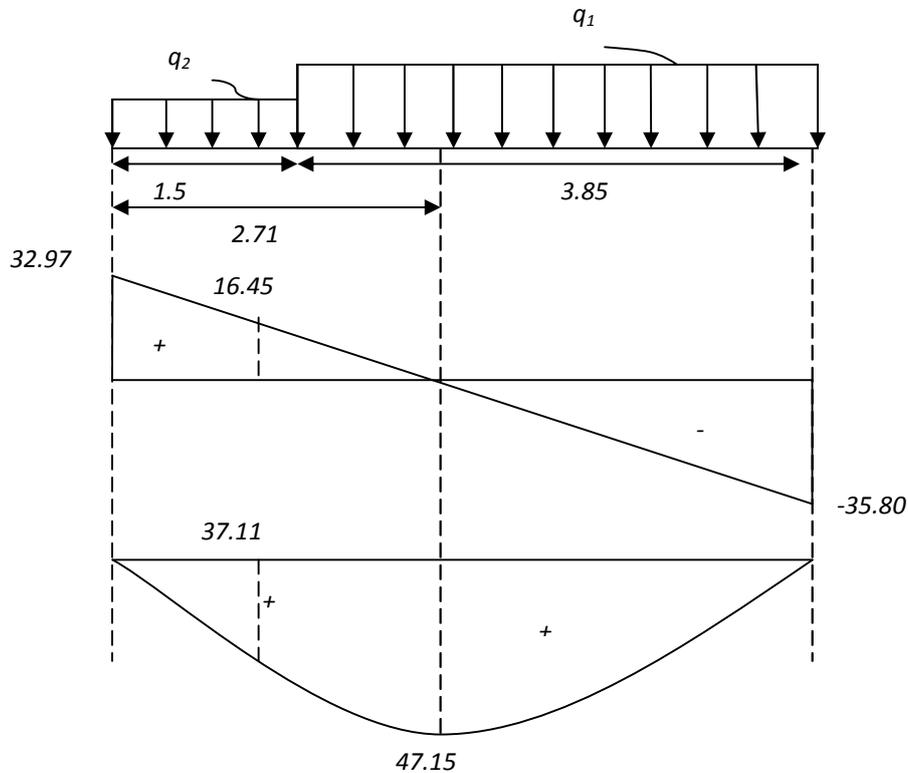
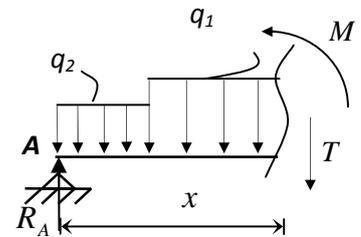
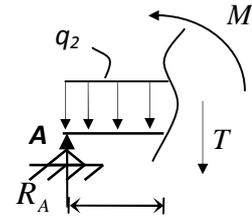


Figure.III.22: Diagrammes des sollicitations

Tableau.III.19: Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.4M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
0	32.97	32.97	0	35.80	47.15	18.86	37.72
1.5	-	16.51	37.11				
5.35	35.80	-35.80	0				

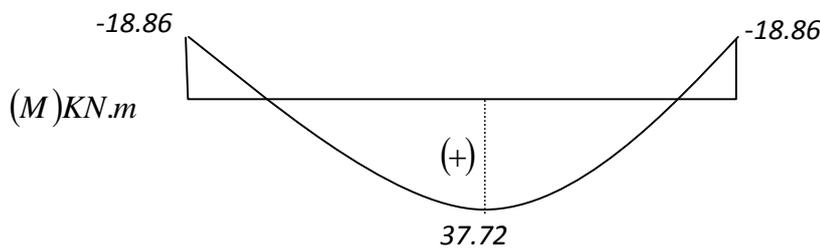


Figure.III.23: Diagramme des moments retenus

• ELS:

- Réactions des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,5) + (q_1 \times 3,85)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 49,46 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(3,85)^2}{2} q_2 + 1,5 \left(\frac{1,5}{2} + 3,85 \right) q_1 \right] / 5,35$$

$$\Rightarrow R_A = 23,50 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1,5)^2}{2} q_2 + 3,85 \left(\frac{3,85}{2} + 1,5 \right) q_1 \right] / 5,35$$

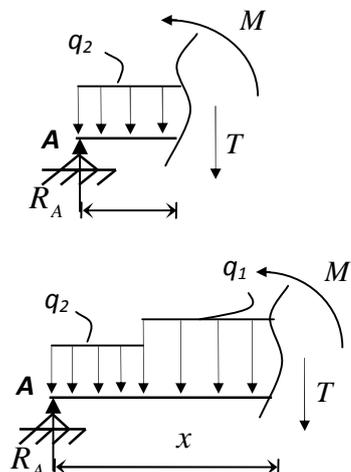
$$\Rightarrow R_B = 25,96 \text{ KN}$$

- Effort tranchant et moment fléchissant :

• $0 \leq x \leq 1,50$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

• $1,50 \leq x \leq 5,35$



$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.5q_2 - q_1(x - 1.50) \\ M(x) = R_A x - 1.5\left(x - \frac{1.5}{2}\right)q_2 - \frac{(x - 1.5)^2}{2}q_1 \end{cases}$$

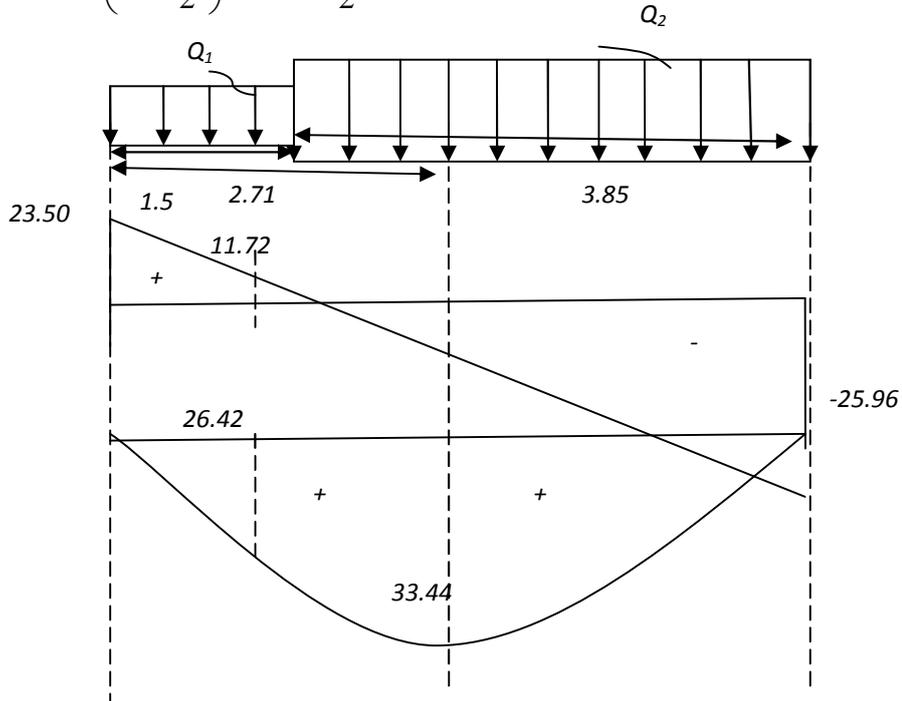


Figure.III.24:Diagrammes des sollicitations

Tableau.III.20:Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.4M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
0	23.50	23.50	0	25.96	33.44	13.37	26.75
1.5	-	11.72	26.42				
5.35	25.96	-35.80	0				

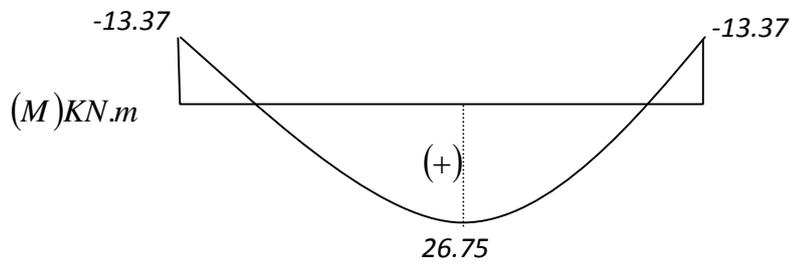


Figure.III.25:Diagramme des moments retenus

- Le ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

• En travée :

$$\tilde{\nu} = \frac{37.72 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,157 < \mu l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$r = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\nu}}\right) = 0,214$$

$$s = 1 - 0,40r = 0,91$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{s \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37720}{0,91 \times 13 \times 348} = 9.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = (A_{cal} ; A_{\min}) = 9.16 \text{ cm}^2$$

Choix : 6HA14 = 9.24cm²

• En appui :

$$\tilde{\nu} = \frac{18.86 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,078 < \mu l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$r = 0,101 \quad ; \quad s = 0,96$$

$$A = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = (A_{cal} ; A_{\min}) = 4.34 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA12 = 4.52cm²

- Armatures de répartition :.....BAEL91 (Art E.8.2.41)

Lorsque les charges appliquée ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de

répartition sont aux moins égales à $\frac{A}{4}$ alors :

• **En travée**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31\text{cm}^2 \qquad \text{soit : } 5\text{HA}10 = 3.93\text{cm}^2$$

• **En appuis**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.985\text{cm}^2 \qquad \text{soit : } 5\text{HA}10 = 3.93\text{cm}^2$$

- **Espacements des barres**

1) Pour armatures principales (longitudinales)

$$\begin{cases} S = 15\text{cm} \leq \min[3h; 33]\text{cm} = \min[45; 33]\text{cm} = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{En travée} \\ S = 25\text{cm} \leq \min[4h; 45\text{cm}] \times 2 = \min[60; 45]\text{cm} = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{En appui} \end{cases}$$

2) Pour armatures de répartition (transversales)

$$\begin{cases} S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{En travée} \\ S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{En appui} \end{cases}$$

• **ELS :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

• **En travée :**

$$\chi = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\chi = \frac{37.72}{26.75} = 1.41$$

$$r = 0,214 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appui :**

$$r = 0,101 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- Vérification les efforts tranchants :

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 35.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,27 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\alpha_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

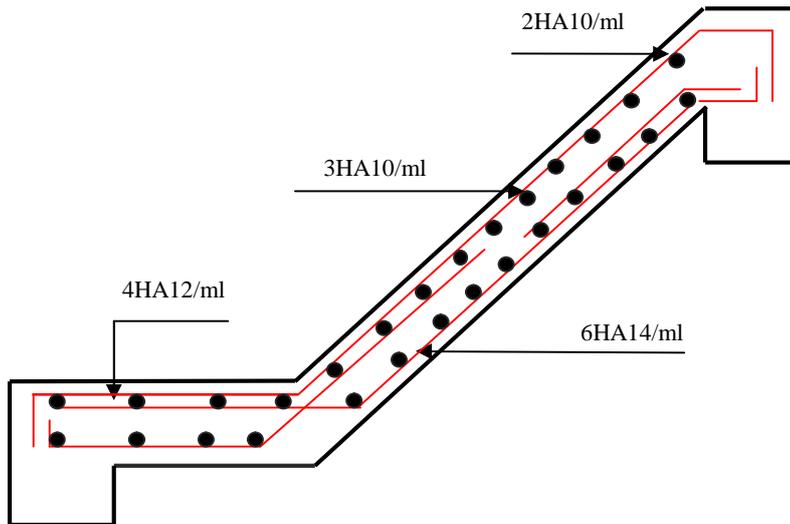


Figure.III.26:Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée

III.7.2. Etude de la volée II :

- Evaluation des charges :

$$G_v = 7.29 \text{ KN/m}^2; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.59 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G + Q = 9.79 \text{ KN/ml}$$

$P = \gamma \times e \times h = 20 \times 0.15 \times 1 = 3 \text{ KN/ml}$ (la charge concentrée due au poids propre de garde de corps).

$$P_u = 1,35 \times 3 = 4.05 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 4.05 \text{ KN/ml.}$$

- Les sollicitations :

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + P_u \times l$$

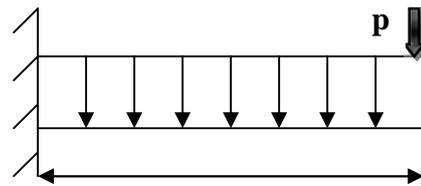


Figure.III.27:Schéma statique de la console

$$\Rightarrow M_U = \frac{13.59 \times 1.4^2}{2} + (4.05 \times 1.4) \Rightarrow M_U = 18.98 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (P_u \times l) + P_u \Rightarrow V_u = (13.59 \times 1.40) + 4.05 \Rightarrow V_u = 23.07 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage :**

- Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$b = 100\text{cm}$, $h = 15\text{cm}$, $d = 13\text{cm}$, $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$.

Tableau.III.21:ferraillage de la volée II.

Mu (KN.m)	$\tilde{\eta}_{bu}$	A	Z(m)	A calculé (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
18.98	0.079	0.102	0.124	4.40	1.56	5HA12	20

- Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2 \text{ On opte } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification**

• **A L'ELU :**

- L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u < \tau = \frac{0.07}{\chi_s} \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21 \times 10^3}{1 \times 0.13} = 0.16 \text{ MPa} < \tau = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \dots_0 \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.15 \times 10^{-4} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\text{calculé}} = 3.7 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

On adopte une section : $A = 5T10 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **A l'ELS :**

- La contrainte dans le béton :

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

$$P_s = G + Q = 10.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow M_s = 10.31 \text{ KN} . \text{m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$y = 3.8 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.9002 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\dagger_{bc} = 5.21 \text{ MPa} < \bar{\dagger}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

- La contrainte dans l'acier :

Fissuration nuisible $\bar{\dagger}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{y \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa}.$

$$\dagger_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 189.32 \text{ MPa}.$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Etat limite de déformation :

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0.107 \right) > \max \left[\frac{1}{20}, \frac{3}{80} \right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \right) = 0.0043 < \left(\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage :**

$$A_{st}^y = 5 \text{ HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_{st}^x = 4 \text{ HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^x = 20 \text{ cm}, A_t^y = 25 \text{ cm}.$$

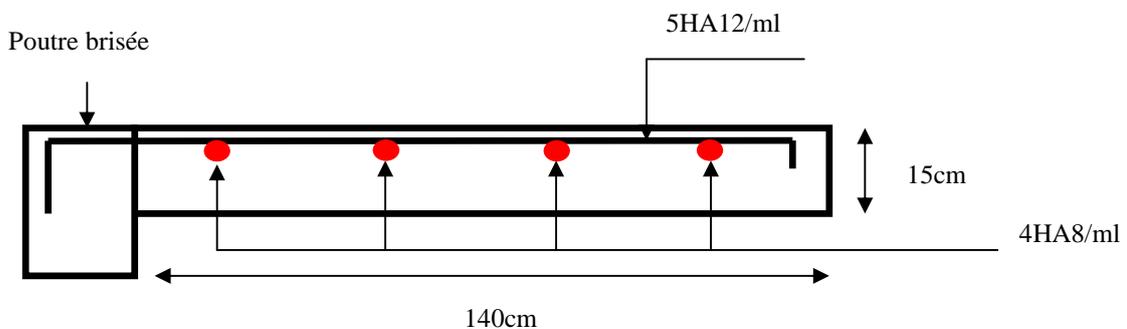


Figure.III.28:Schéma de ferrailage de la 2^{ème} volée

III.7.3. Etude de la poutre brisée :**III.7.3.1. Pré dimensionnement :**

$$\alpha = 24^\circ$$

$$L = (3.29 / \cos 24) + 1.51 = 5.11 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow 34.06 \text{ cm} < h < 51 \text{ cm}$$

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

$$h \leq 30 \text{ cm} \quad (\text{RPA.VII.7.5}) \quad \text{On prend : } h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

$$0.25 \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

III.7.3.2. Calcul de la poutre brisée à la flexion simple :**➤ Les charges sur la poutre :**

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = (0.30 \times 0.40) \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point A

$$\text{ELU : } R_a = 34.13 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_a = 24.58 \text{ KN}$$

➤ Les sollicitations :

$$P_u = 13.36 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 42.87 \text{ KN.m}$$

$$M' = 0.85 M_0 = 36.44 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_0 = -21.43 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 34.13 \text{ KN}$$

III.7.3.3. Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad d = 36 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau.III.22:Ferraillage de la poutre brisé a la flexion simple

	$\tilde{\tau}_{bu}$	(cm^2)	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$
Travée	0.066	0.085	0.347	3.01	1.30
Appui	0.038	0.049	0.352	1.746	1.30

On opte pur 3T12=3.39 cm^2 en travée et en appui 3T10=2.36 cm^2

➤ **Vérification à l'ELU :**

- l'effort tranchant :

$$V_U = 34.13KN \Rightarrow \ddagger_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{34.13 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36} = 0.31MPa$$

$$\ddagger_{adm} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\alpha_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa \text{ C'est vérifiée}$$

- Calcul de l'espace St :

$$St \min \begin{cases} (0.9d, 40cm) = 32.4cm \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b} = 101.7cm \\ \frac{0.8 \times At \times f_e}{b (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = -113cm \end{cases}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$ en travée

$S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis

➤ **Vérifications à L'ELS :**

$$P_s = 9.45 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 30.85 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0,85M_0 = 26.22 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 0,50M_0 = 15.43 \text{ KN.m}$$

- Etats limite de compression de béton :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.23:Résultats de calcul des contraintes de béton

Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)
Travées	26.22	13.23	83040	4.18	15
Appuis	15.43	10.97	56605	2.94	15

- Etat limite de déformation :

Les deux conditions sont vérifiées implique qu'il y a pas lieu d'évaluer la flèche.

$$h \geq \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 M_0} \right) \times l \dots \text{Vérifiée} \quad A_s < \frac{4.2 \times d \times b_0}{f_e} \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul de la section d'armature à la torsion :**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée c'est le moment d'appui de l'escalier.

$$M_{Tu} = T_{orsions} = M_a^{\max} = 18.86 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage**

a) Armatures longitudinales en torsion :

Le moment de torsion $M_T = 18.86 \text{ KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

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

$$\Omega = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

BAEL91 (article I.II)

$$A_l = \frac{4,96 \times 1}{2 \times 0.0875 \times 348 \times 10^3} = 3.09 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion :

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{18.86 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 0.05} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.15 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{vérifier}$$

c) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{Fs}^2 + \tau_T^2} = 2.17 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée} \quad \text{BAEL91 (article I.III)}$$

d) Calcul des armatures transversales à la torsion :

On fixe l'espacement comme suit :

- **En travée :**

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

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{18.86 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 348} = 0.619 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{18.86 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 348} = 0.309 \text{ cm}^2$$

e) Choix d'armature :

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{- En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 3.09 + 3.39 = 4.93 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA16 = 6.06 cm²

$$\text{- En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 3.09 + 2.36 = 3.90 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4.62 cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

.A_t = 0.619 cm². On opte pour un cadre 8 et un Etrier 8.

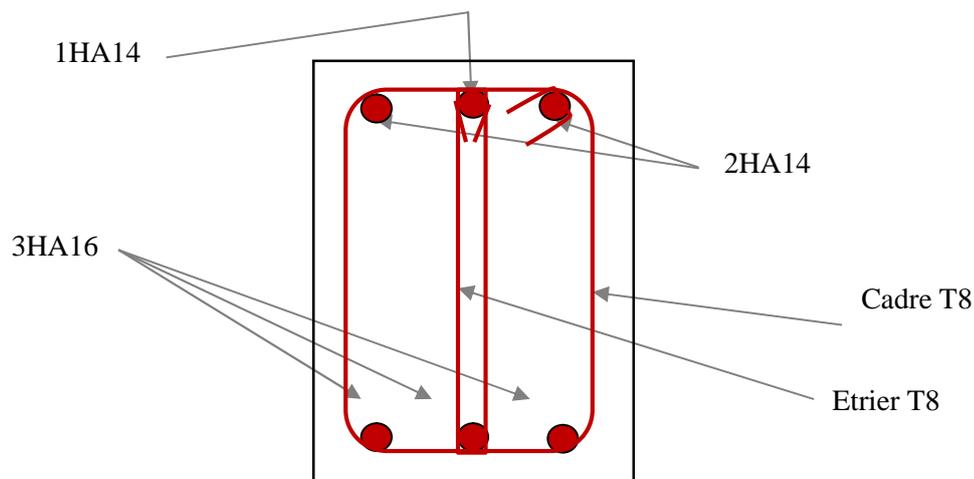


Figure.III.29: Schémas de ferrailage de la poutre brisée.

IV.1.Introduction:

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des 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 occupants.

IV.2.Etude de la structure au séisme :**IV.2.1.Modélisation de la structure par le logiciel SAP 2000 :**

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

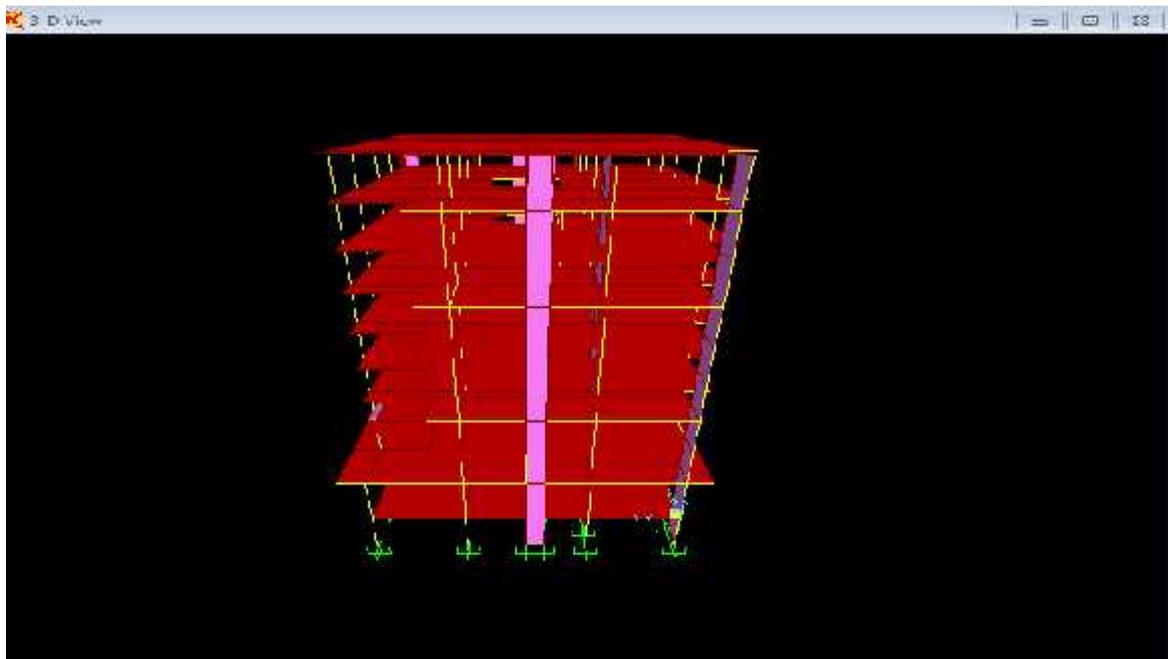


Figure IV.1.vue 3D de la structure.

IV.2.2. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par accélogrammes.

IV.2.2.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérienne permet sous certaines condition (Art 4.1.2) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Calcul de la force sismique totale : RPA Art (4.2.3)

La force sismique totale **V**; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- **A : Coefficient d'accélération de zone**, dépend du groupe d'usage du bâtiment et de la zone sismique.

Dans le cas de notre projet

- groupe d'usage 2
- zone sismique : zone IIa

$$\Rightarrow A = 0,15.$$

RPA Tableau (4.1)

- **R : coefficient de comportement global de la structure**, il est fonction du système de contreventement.

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$

RPA Tableau (4.3)

- **Q : facteur de qualité.**

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. **RPA (Formule 4-4)**

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le **Tableau(4-1) RPA** .

Tableau .IV.1. Valeurs des pénalités P_q .

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	observée	P_q/yy
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_x = 1.10$; $Q_y = 1.20$

- W : poids total de la structure : $W = \sum_1^n W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + s \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

s : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

RPA Tableau (4-5).

$s = 0.2 \rightarrow$ usage d'habitation.

$s = 0.6 \rightarrow$ usage commerciale.

➤ **Différents poids d'étages:**

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux.

Tableau .IV.2.différents poids d'étages.

Niveau	Poids du plancher (KN)	Cumule des poids (KN)
8^{eme} Etage	4846,54	4846,54
7^{eme} Etage	4084,02	8930,57
6^{eme} Etage	4272,95	13203,53
5^{eme} Etage	4636,61	17840,14
4^{eme} Etage	4497,15	22337,29
3^{eme} Etage	4484,28	26821,57
2^{eme} Etage	4611,16	31432,73
1^{eme} Etage	4580,29	36013,02
RDC	5293,13	41306,15
S sol	4220.45	45525.36

$$W = \sum W_i = 45525.36 \text{ KN}$$

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen** : il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (γ).

$$D = \begin{cases} 2.5\gamma & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\gamma \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\gamma \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Tableau 4.7)}$$

- Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement γ est donné par :

$$\gamma = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages RPA99 (Tableau 4.2)

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \gamma = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$$

$$T = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_n = 30.42 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

$$\text{Dans notre cas: contreventement mixte } C_T = 0.050 \quad \text{RPA99 (Tableau 4.6)}$$

$$T = 0.050 \times (30.42)^{3/4} = 0.64 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 22.20 \text{ m}, L_y = 18 \text{ m}.$$

$$\begin{cases} T_x = 0.59s \\ T_y = 0.64s \end{cases}$$

$$T_x = \min(0.59; 0.64) \Rightarrow T_x = 0.59s \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min(0.64; 0.64) \Rightarrow T_y = 0.64s \Rightarrow T_y > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5y \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.59} \right)^{2/3} = 1.85 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.64} \right)^{2/3} = 1.74 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 130 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times T_x \Rightarrow T_{Sx} = 1.3 \times 0.58 \Rightarrow T_{Sx} = 0.754s \\ T_{Sy} = 1.3 \times T_y \Rightarrow T_{Sy} = 1.3 \times 0.64 \Rightarrow T_{Sy} = 0.83s \end{cases}$$

RPA Art (4.2.4)

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.85 \times 1.10}{5} \times 45525.36 \Rightarrow V_{stx} = 2779.32 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.74 \times 1.20}{5} \times 45525.36 \Rightarrow V_{sty} = 2851.70 \text{ KN}$$

IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale:

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5y \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times y \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times y \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times y \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

y : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

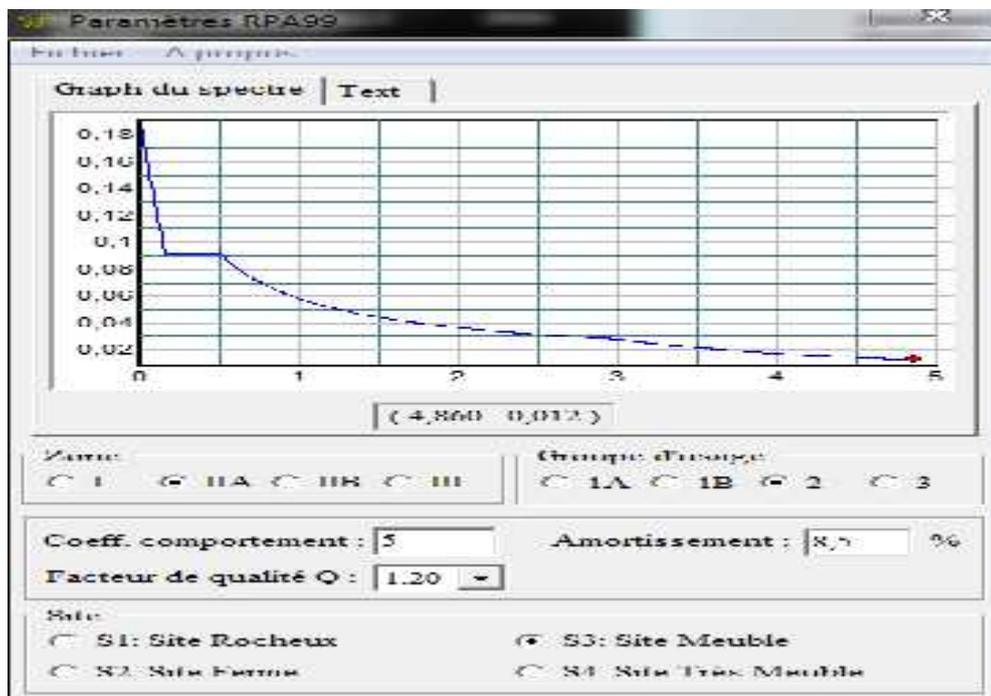


Figure IV.2. spectre de repens.

➤ La disposition des voiles :

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de

contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure.

Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adoptée.

La disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit :

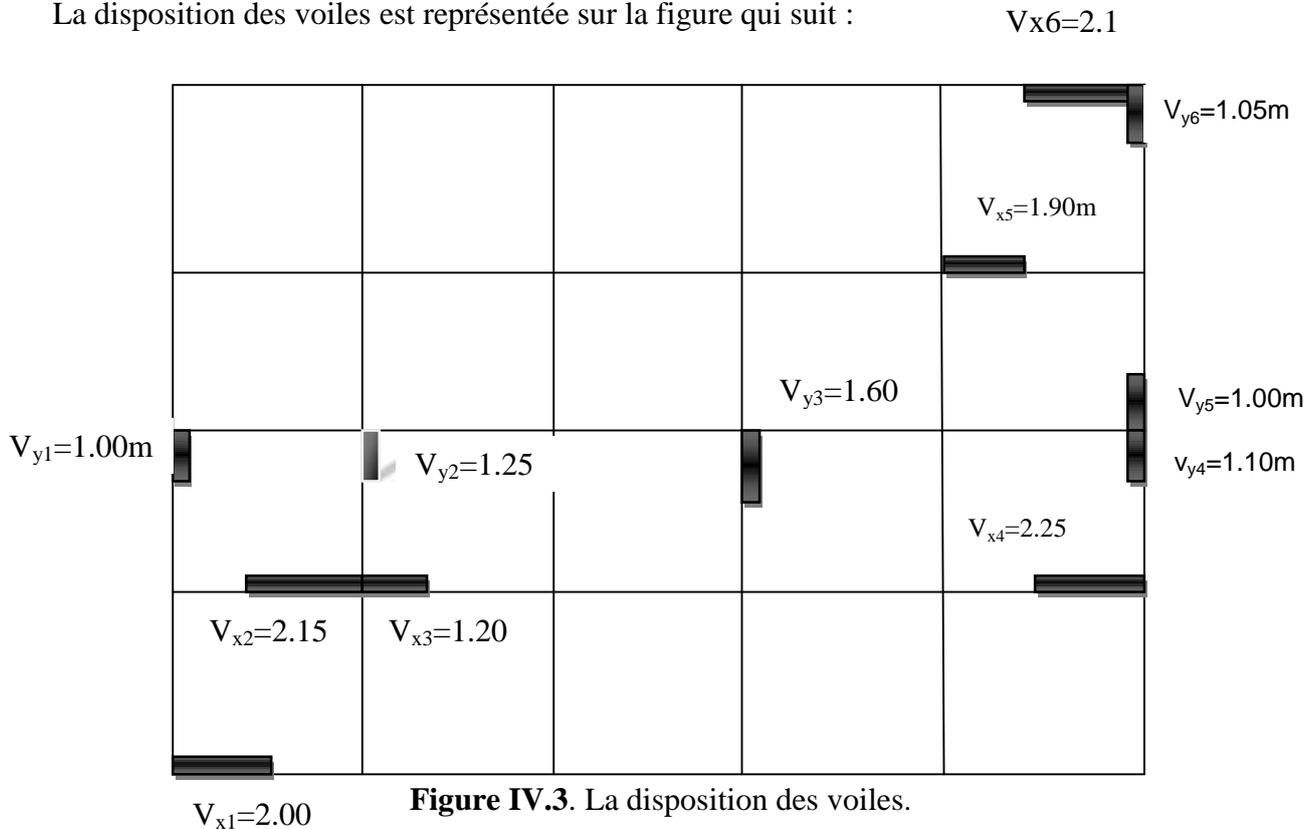


Figure IV.3. La disposition des voiles.

VI.3. Interprétation des résultats de l’analyse dynamique donnée par SAP2000V11 :

VI.3.1.Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu’il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tableau .IV.3.Période et taux de participation.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,791583	0,00462	0,78255	0,00001231	0,00462	0,78255
MODAL	Mode	2	0,758535	0,75265	0,00473	0,0000345	0,75727	0,78727
MODAL	Mode	3	0,723031	0,00004357	0,000004422	4,873E-07	0,75731	0,78728
MODAL	Mode	4	0,253089	0,0002	0,10908	0,00005654	0,75751	0,89636
MODAL	Mode	5	0,228394	0,12467	0,00032	0,0002	0,88218	0,89668
MODAL	Mode	6	0,224864	0,00185	0,00079	2,395E-09	0,88404	0,89747
MODAL	Mode	7	0,136283	0,00009402	0,03597	0,00004659	0,88413	0,93344
MODAL	Mode	8	0,116927	0,00276	0,00073	0,00014	0,88689	0,93417
MODAL	Mode	9	0,113636	0,04265	0,000001016	0,00053	0,92954	0,93417
MODAL	Mode	10	0,098877	0,00017	0,00001043	0,01296	0,92971	0,93418

MODAL	Mode	11	0,097274	0,00000543	0,00002151	0,00048	0,92972	0,9342
MODAL	Mode	12	0,096932	0,000002271	0,000006172	0,000001212	0,92972	0,93421

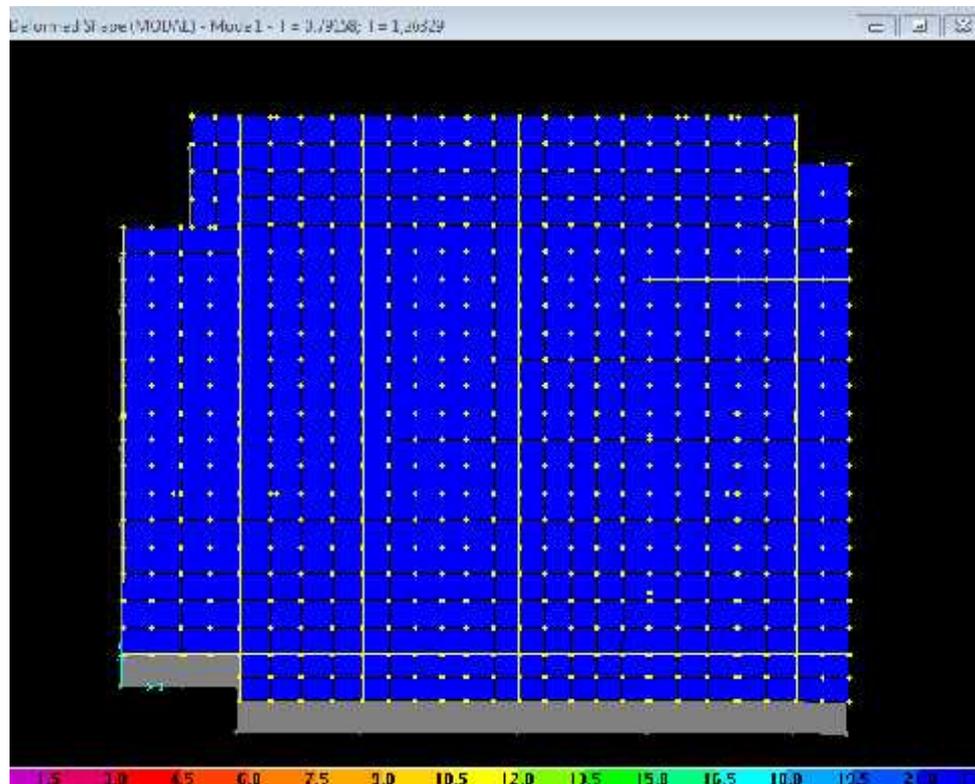


Figure IV.4. 1^{eme} mode de déformation(translation suivant Y).

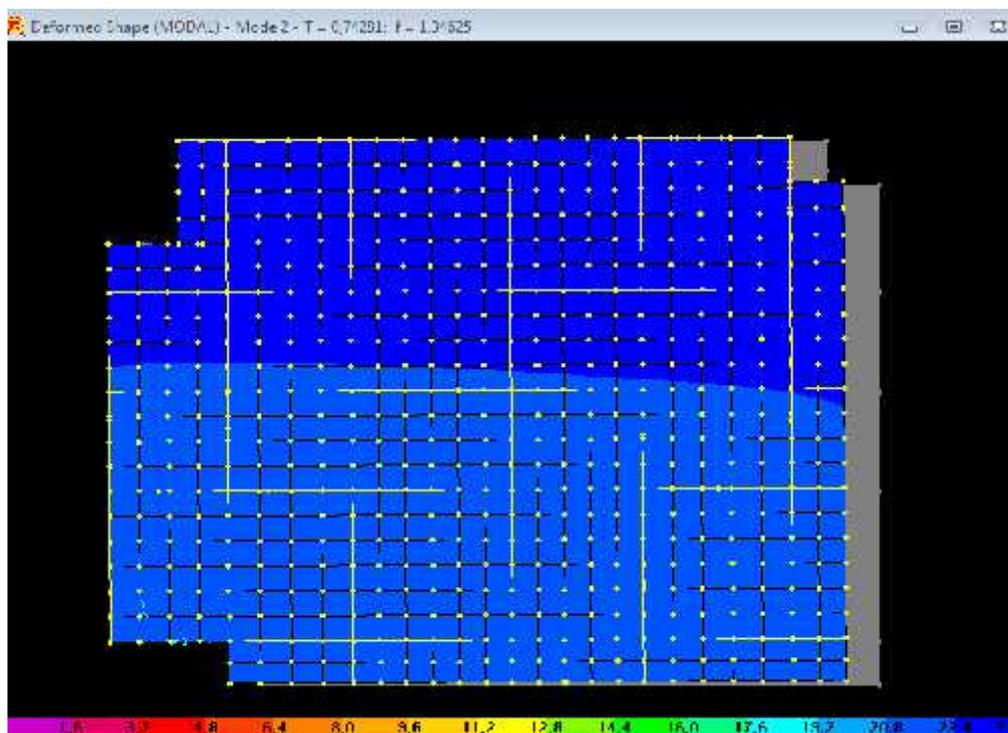


Figure IV.5.2^{eme} mode de déformation(translation suivant le sans X).

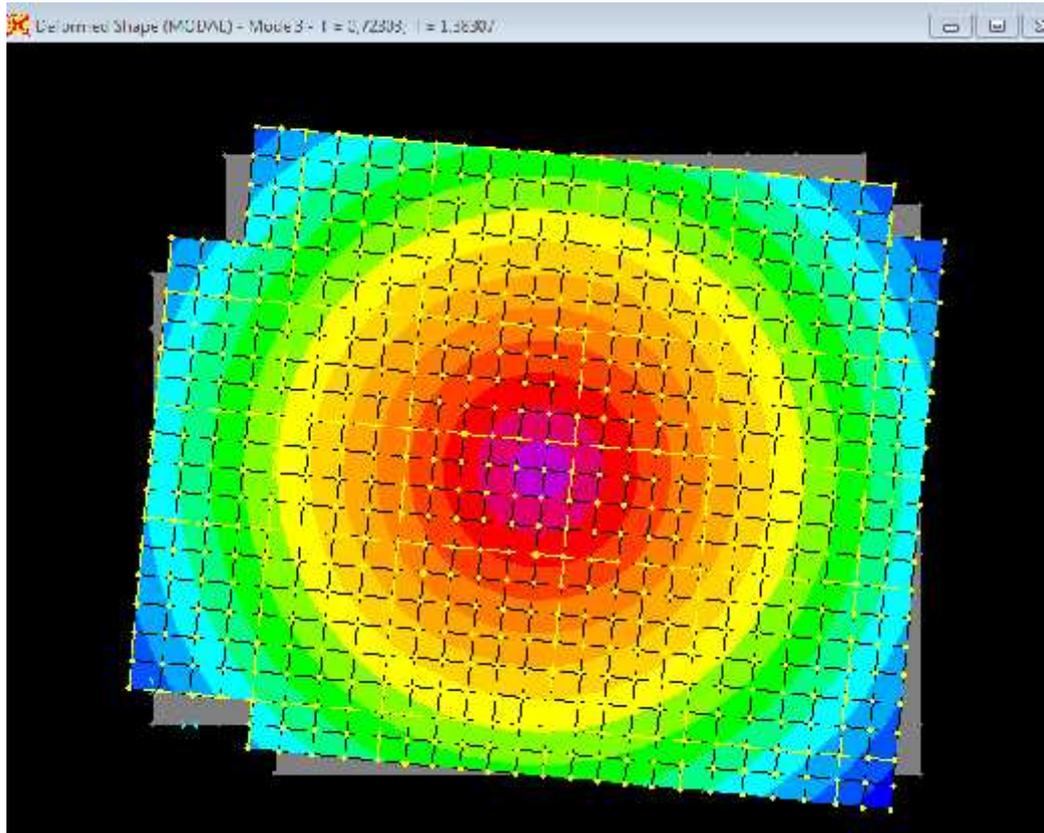


Figure IV.6. 3^{ème} mode de déformation (rotation suivant Z)

IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques:

L'article (3.4.4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, 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 (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage)

1) Sous charges verticales:

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tableau IV.4. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Portiques (%)	Voiles(%)
S sol	87,26763851	12,73236
RDC	87,23041406	12,76959
1 ^{ème} étage	86,59963175	13,40037
2 ^{ème} étage	86,41444716	13,58555
3 ^{ème} étage	85,89405396	14,10595
4 ^{ème} étage	85,70436428	14,29564
5 ^{ème} étage	85,18133032	14,81867
6 ^{ème} étage	86,71284527	13,28715
7 ^{ème} étage	86,41300568	13,58699
8 ^{ème} étage	86,47591443	13,52409

➤ **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

2) **Sous charges horizontales:**

$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tableau .IV.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

niveaux	Sens x-x'		Sens y-y'	
	Portiques(%)	Voiles(%)	Portiques(%)	Voiles(%)
Sous sol	46,08966	53,91034	59,30842477	40,6915752
RDC	49,84121	50,15879	61,6245202	38,3754798
1 ^{er} étage	59,05379	40,94621	67,76412017	32,2358798
2 ^{ème} étage	61,40998	38,59002	67,68525945	32,3147405
3 ^{ème} étage	62,09627	37,90373	65,21990199	34,780098
4 ^{ème} étage	65,63628	34,36372	67,9464045	32,0535955
5 ^{ème} étage	62,65471	37,34529	66,55383379	33,4461662
6 ^{ème} étage	72,48295	27,51705	69,99909161	30,0009084
7 ^{ème} étage	73,13895	26,86105	65,71641501	34,283585

8 ^{ème} étage	90,39572	9,60428	85,52933819	14,4706618
------------------------	----------	---------	-------------	------------

On constate que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée.

IV.5.Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003:

IV.5.1.Vérification de la résultante des forces sismiques:

Selon (Art 4.3.6 du RPA99/Version2003), la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau .IV.6.vérification de la résultante des forces.

Sans	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$
Sens xx	2779.32	2223.45	2701.40	Vérifié
Sens yy	2851.70	2281.36	2730.20	Vérifié

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

V_{st} : Effort tranchant calculé à partir de la méthode statique équivalente.

IV.5.2.Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{IV-8}) \quad \text{RPA Art (7.4.3.1)}$$

Tel que :

N ; L'effort normal maximal

B ; Section du poteau.

f_{c28} ; Résistance caractéristique à la compression.

Tableau .IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Nu(KN)	B(Cm ²)	F_{c28} (MPa)	U	Observation
S sol	3250,254	4225	25	0,307716	Vérifie
RDC	2993,586	4225	25	0,283416	Vérifie
Etage 1	2644,504	3900	25	0,271231	Vérifie
Etage 2	2309,38	3900	25	0,236859	Vérifie
Etage 3	1974,989	3600	25	0,219443	Vérifie
Etage 4	1644,436	3600	25	0,182715	Vérifie
Etage 5	1314,571	3300	25	0,159341	Vérifie
Etage 6	988,074	3300	25	0,119766	Vérifie
Etage 7	661,755	3025	25	0,087504	Vérifie
Etage 8	338,163	3025	25	0,044715	Vérifie

IV.5.3.Vérification vis à vis des déformations:

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$u_k = R \times u_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

u_{ek} :Déplacement dû aux forces F_i (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 :

$$\Delta_k = u_k - u_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA(Formule 4 - 19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99(Art.5.10)}$

h_k :Étant la hauteur de l'étage.

Tableau .IV.8. Vérification des déplacements relatifs sens x-x

Sens xx							
Niveau	u_{ek} (cm)	u_k (cm)	u_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	observation
1	0,0006	0,003	0	0,003	3,06	0,00098039	Vérifié
2	0,0023	0,0115	0,003	0,0085	3,60	0,00236111	Vérifié
3	0,0039	0,0195	0,0115	0,008	2,97	0,0026936	Vérifié
4	0,0056	0,028	0,0195	0,0085	2,97	0,00286195	Vérifié
5	0,0073	0,0365	0,028	0,0085	2,97	0,00286195	Vérifié
6	0,0089	0,0445	0,0365	0,008	2,97	0,0026936	Vérifié
7	0,0104	0,052	0,0445	0,0075	2,97	0,00252525	Vérifié
8	0,0117	0,0585	0,052	0,0065	2,97	0,00218855	Vérifié
9	0,0128	0,064	0,0585	0,0055	2,97	0,00185185	Vérifié
10	0,0137	0,0685	0,064	0,0045	2,97	0,00151515	Vérifié

Tableau .IV.9. Vérification des déplacements relatifs sens y-y

Sens yy							
Niveau	u_{ek} (cm)	u_k (cm)	u_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	observation
1	0,0009	0,0045	0	0,0045	3,06	0,00147059	vérifié
2	0,003	0,015	0,0045	0,0105	3,60	0,00291667	vérifié
3	0,0049	0,0245	0,015	0,0095	2,97	0,00319865	vérifié
4	0,0068	0,034	0,0245	0,0095	2,97	0,00319865	vérifié
5	0,0085	0,0425	0,034	0,0085	2,97	0,00286195	vérifié
6	0,0101	0,0505	0,0425	0,008	2,97	0,0026936	vérifié
7	0,0115	0,0575	0,0505	0,007	2,97	0,0023569	vérifié
8	0,0127	0,0635	0,0575	0,006	2,97	0,0020202	vérifié
9	0,0136	0,068	0,0635	0,0045	2,97	0,00151515	vérifié
10	0,0143	0,0715	0,068	0,0035	2,97	0,00117845	vérifié

IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-U:

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ **RPA99/2003(Article 5.9)**

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau .IV.10. Vérification des effets P- dans le sens X-X

Niveau	Sens xx					observation
	Δ_k (m)	$P_k(t)$	$V_k(t)$	h_k (m)		
1	0,003	41306,154	1946,233	3,06	0,02080749	Vérifiée
2	0,0085	36013,021	1875,462	3,60	0,04533856	Vérifiée
3	0,008	31432,729	1868,998	2,97	0,0453009	Vérifiée
4	0,0085	26821,567	1777,136	2,97	0,04319425	Vérifiée
5	0,0085	22337,285	1637,756	2,97	0,03903405	Vérifiée
6	0,008	17840,135	1486,171	2,97	0,03233426	Vérifiée
7	0,0075	13203,525	1251,5	2,97	0,02664182	Vérifiée
8	0,0065	8930,574	975,758	2,97	0,02003061	Vérifiée
9	0,0055	4846,548	728,403	2,97	0,0123216	Vérifiée
10	0,0045	0	636,199	2,97	0	Vérifiée

Tableau .IV.10. Vérification des effets P- dans le sens Y-Y

Niveau	Sens yy					observation
	Δ_k (m)	$P_k(t)$	$V_k(t)$	h_k (m)		
1	0,0045	41306,154	2336,613	3,06	0,02599675	Vérifiée
2	0,0105	36013,021	2184,426	3,60	0,04808493	Vérifiée
3	0,0095	31432,729	2119,865	2,97	0,04742868	Vérifiée
4	0,0095	26821,567	1989,643	2,97	0,04311974	Vérifiée
5	0,0085	22337,285	1804,751	2,97	0,0354222	Vérifiée
6	0,008	17840,135	1615,677	2,97	0,02974248	Vérifiée
7	0,007	13203,525	1374,442	2,97	0,02264149	Vérifiée
8	0,006	8930,574	1110,477	2,97	0,01624668	Vérifiée
9	0,0045	4846,548	791,644	2,97	0,00927596	Vérifiée
10	0,0035	0	516,91	2,97	0	Vérifiée

Commentaire : On voit que la condition 0.1 est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

IV.7.Conclusion :

Les voiles présentent, généralement une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie de la structure et les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-delta).

V.1. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont:

- | | | |
|---------------|---|---------------------------|
| 1) 1.35G+1.5Q | } | (RPA99/2003(Article 5.2) |
| 2) G+Q | | |
| 3) G+Q+E | | |
| 4) G+Q-E | | |
| 5) 0.8G+E | | |
| 6) 0.8G-E | | |

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ poutres principales (30×45),
- ✓ poutres secondaires (30×40),

V.1.1 Recommandation du RPA99/2003**V.1.1.1 Armatures longitudinales : (RPA99-2003 Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

V.1.1.2 Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t = \min (h/4; 12 \text{ } l_1^{min})$ en zone nodale,
- $S_t = h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

d_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.1.3 Coffrage :

(RPA99-2003 Art 7.5.1)

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases}$$

❖ Ferrailage des poutres.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Le ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations maximales dans les poutres sont déduites de la modélisation par SAP 2000.

V.1.2. Sollicitations de calculs :

Tableau .V.1: les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	V(KN)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	V(KN)
Etage commerce	70.107	-116.841	131.893	63.868	-70.958	89.904
Etage courant	74.984	-115.045	110.775	49.497	-71.791	53.497
Terrasse inaccessible	56.753	-89.731	111.031	35.015	-51.566	46.644

V.1.2.1. Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du logiciel Robot SAP 2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{\min}) du RPA.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .V.2: Résultats de calculs de ferrailages des poutres

Niveau	type	localisation	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Arpa(cm ²)	Aadoptée(cm ²)	N ^{bre} barres
RDC	PP (30*45)	travée	<u>5.01</u>	1.77	7.87	8.01	3HA14+3HA12
		appui	8.63	1.77	7.87	8.01	3HA14+3HA12
	PS (30*40)	travée	3.05	1.34	6	6.03	3HA16
		appui	5.89	1.34	6	6.03	3HA16
Etage courant	PP (30*45)	travée	5.37	1.77	7.87	8.01	3HA14+3HA12
		appui	8.47	1.77	7.87	8.01	3HA14+3HA12
	PS(30*40)	travée	4.02	1.45	6	6.03	3HA16
		appui	5.97	1.45	6	6.03	3HA16
Terrace inaccessible	PP (30*45)	travée	4.01	1.77	7.87	8.01	3HA14+3HA12
		appui	6.49	1.77	7.87	8.01	3HA14+3HA12
	PS(30*40)	travée	2.81	1.34	6	6.03	3HA16
		appui	4.15	1.34	6	6.03	3HA16

V.1.2.2 Les armatures transversales :

❖ Poutres principales :

$$w \leq \min\left(w_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$w \leq \min\left(1,2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1,28; 3)$$

Donc on prend $w_l = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

❖ Poutres secondaires :

$$w \leq \min\left(w_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$w \leq \min\left(1,2; \frac{40}{30}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1,33; 3)$$

Donc on prend $w_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$ (un cadre et un étrier)

V.1.2.3. Calcul des espacements des armatures transversales :

❖ **Poutres principales :**

Selon le **RPA99Art (7.5.2.2)** :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times w_t^{\min}\right).$$

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11,25, 16,8)$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Poutres secondaire**

Selon le **RPA99Art (7.5.2.2)** :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times w_t^{\min}\right).$$

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(8,75 ; 16,8) = 8,75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8,5 \text{ cm}$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

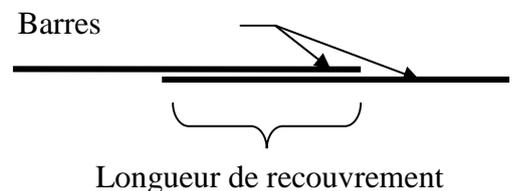
V.1.2.4. Les longueurs de recouvrement :

D'après le **RPA99 (Art 7.4.2.1)**

$L_r > 40 \times w$ en zone II

$w = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$w = 16 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$



V.1.3. Vérification des sections armatures transversales :

❖ **Poutres principales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35$$

(RPA99 Art 7.5.2.2)

$$A_t^{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Poutres secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \quad (\text{RPA99 Art 7.5.2.2})$$

$$A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

V.1.4. Vérifications:

V.1.4.1. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\chi_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{car FPN}$$

Tableau .V.3: Vérification des contraintes tangentielles.

poutres	Vu(KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
PP	131.893	0.897	3.33	Vérifier
PS	89.904	0.809	3.33	Vérifier

V.1.4.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

✓ Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \chi_s}{f_e}$

✓ Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\chi_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

Tableau.V.4: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
PP	8.01	131.893	116.841	3.8	5.09	vérifiée
PS	6.03	89.904	70.107	2.58	3.46	vérifiée

V.1.5. Vérification à l'ELS :

V.1.5.1. Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \uparrow_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \uparrow_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

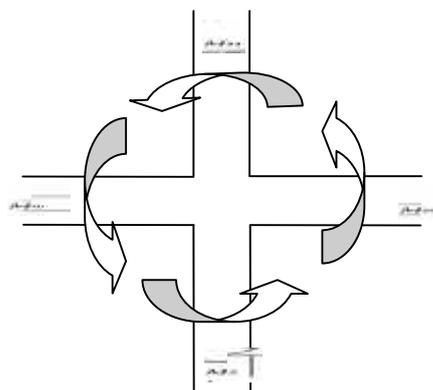
Tableau V.5: Vérification de l'état limite de compression

poutres	localisation	Mser(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	↑ _{bc} (MPa)	Observation
PP	Appui	74.238	14.76	121309.194	9.03	Observé
	Travée	38.303	14.76	121309.194	4.66	Observé
PS	Appui	27.64	12.22	73788.608	4.577	Observé
	Travée	16.289	12.22	73788.608	2.92	Observé

V.5.1.2Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que : $|M_N| + |M_S| \leq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments Supérieurs à R+2).



FigV.1 : La zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton

- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.6 .Moment résistant dans les poteaux

niveau	section	z(cm)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
S sol+ RDC	65*65	58.5	36.77	784.56
1+2	60*65	58.5	32.17	654.91
3+4	60*60	54	30.29	569.21
5+6	60*55	54	28.40	533.69
7+8	55*55	49.5	24.63	424.27

b) Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux.

Tableau. V.7.Moment résistant dans les poutres

niveau	type	Section	z(cm)	As(cm ²)	M _R (KN.m)
tous les étages	PP	30*45	40.5	8.01	150.12
	PS	30*40	36	6.03	75.57

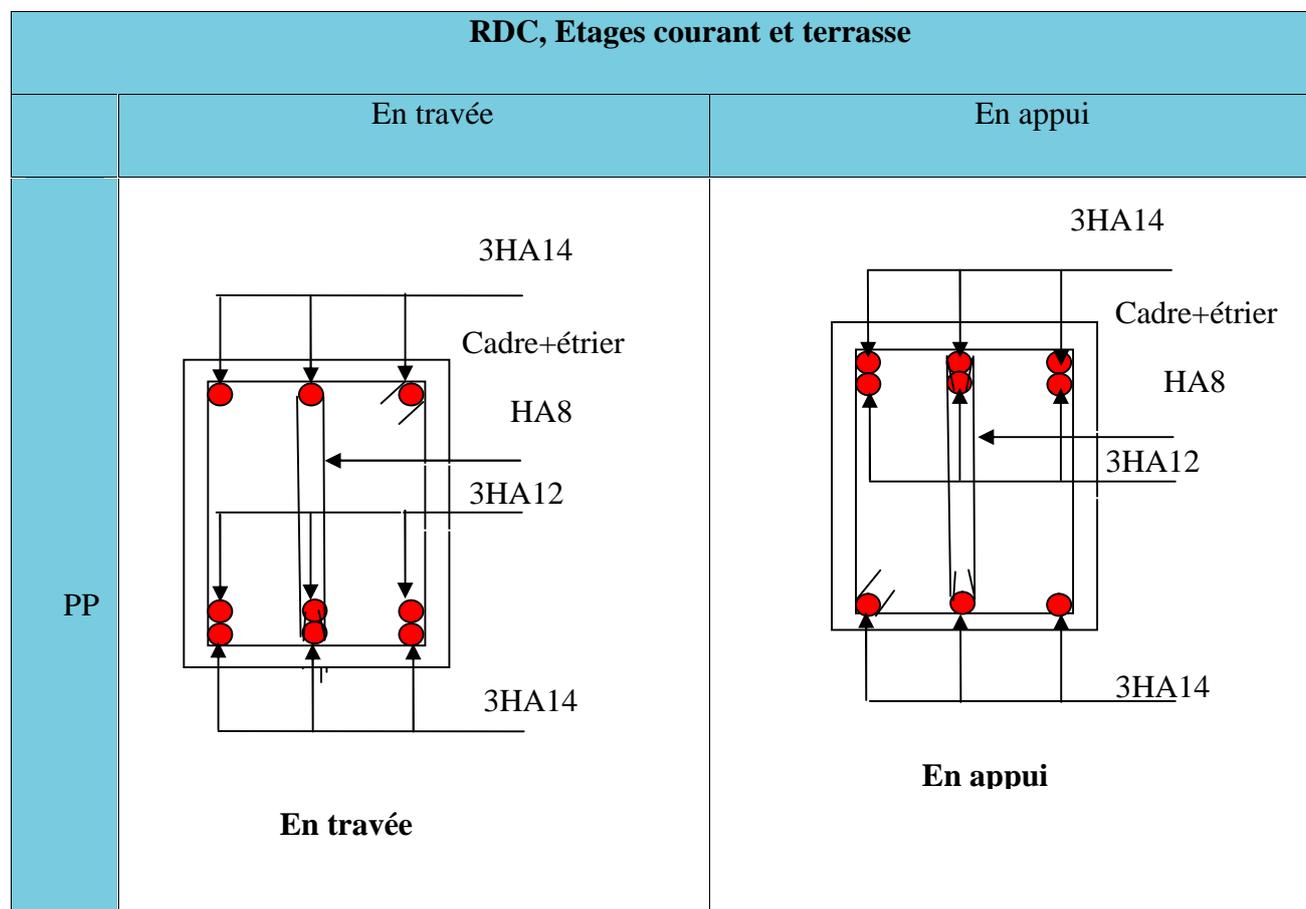
Tableau. V.8. Vérification des zones nodales.

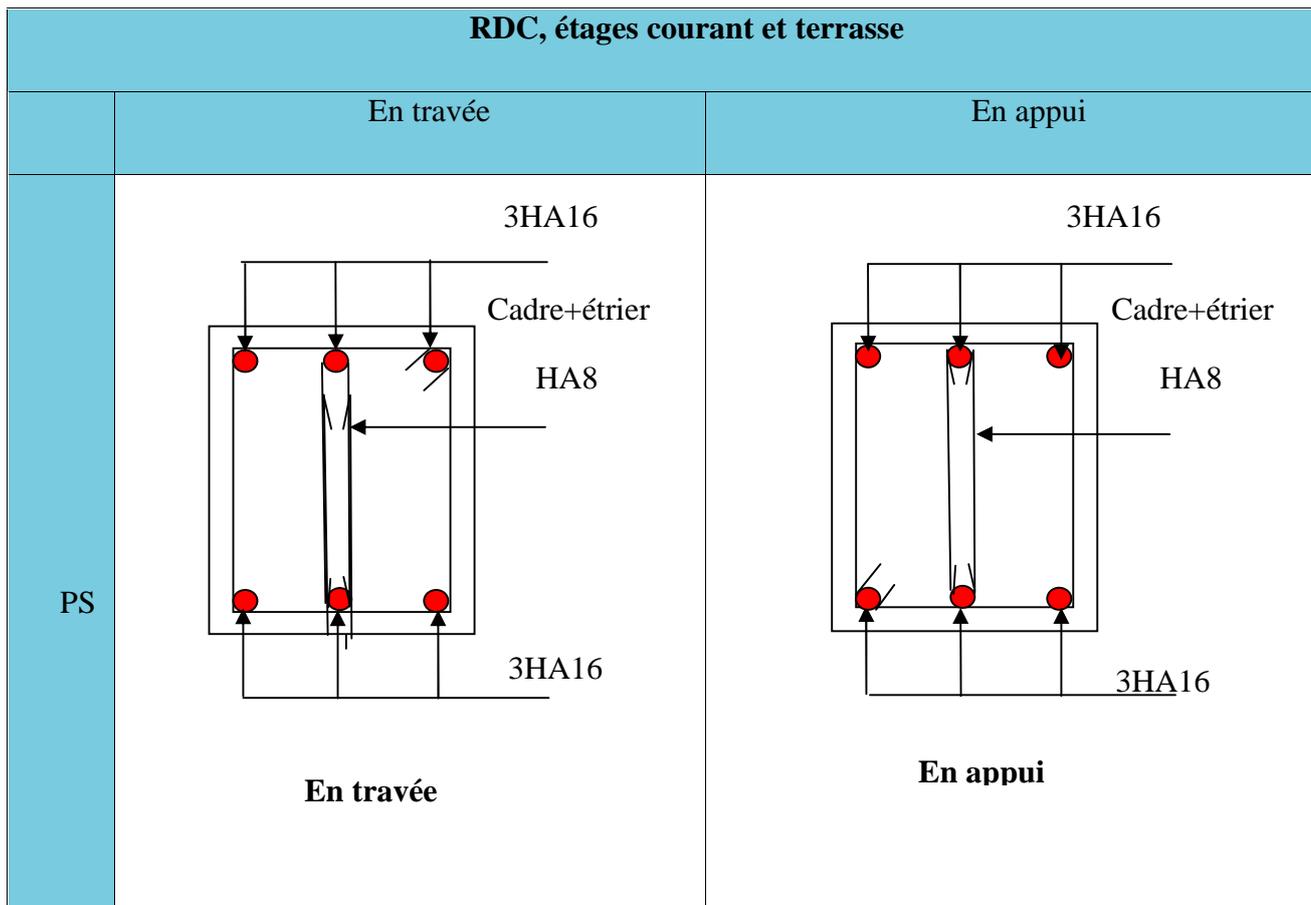
niveau	Ms	M _N	M _N +M _S	M _E	M _W	1.25(M _E +M _W)	observation	
S sol+RDC	x-x	784.56	784.56	1569.12	75.57	75.57	188.925	<i>vérifiée</i>
	y-y				150.12	150.12	375.3	
1+2	x-x	654.91	654.91	1309.82	75.57	75.57	188.925	<i>vérifiée</i>
	y-y				150.12	150.12	375.3	
3+4	x-x	569.21	569.21	1138.42	75.57	75.57	188.925	<i>vérifiée</i>

	y-y				150.12	150.12	375.3	
5+6	x-x	533.69	533.69	1067.38	75.57	75.57	188.925	<i>vérifiée</i>
	y-y				150.12	150.12	375.3	
7+8	x-x	424.27	424.27	848.54	75.57	75.57	188.925	<i>vérifiée</i>
	y-y				150.12	150.12	375.3	

V.1.6. Ferrailage des poutres:

Tableau V.9 : Schéma de ferrailage des poutres:





V.2. Etudes des voiles :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voile ayant des comportements différents :

- ✓ Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui

cause les modes de rupture suivants : Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

✓ Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

- ✓ Flexion.
- ✓ flexion par effort tranchant.
- ✓ par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003 : les voiles comportent des :

a) Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_r < e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \rightarrow \text{dans la section globale de voile}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \rightarrow \text{dans la zone courante}$$

En zone courante (non tendue) 0.10%.

- L'espacement :

$$S \quad \min (1.5e, 30\text{cm}).$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40 ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20 ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.2.2. Le ferrailage :

a) Les armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 2003.

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{Ah}{e * Sh} \geq \frac{\tau_u}{(0.8 * f_e)}$$

$$\tau_u = 1.4V_d / (e*d) = 1.4 * 177.56 * 10^{-3} / (0.25 * 1.4) = 0.71 \text{MPa}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

$$A_V^{\min} / \text{voile} : \text{Section d'armature verticale minimale dans la voile complet}$$

$$(A_{\min} = 0,15 \% b \cdot l)$$

$A_V^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_V^{\text{adoptée}} / \text{face}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet

$$(A_{\min} = 0,15 \% b \cdot l)$$

$A_h^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée ($A_V^{\text{adoptée}} / 4$).

$A_h^{\text{adoptée}} / \text{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

N^{bre} / ml : Nombre de barres adopté par un mètre linière.

❖ Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant

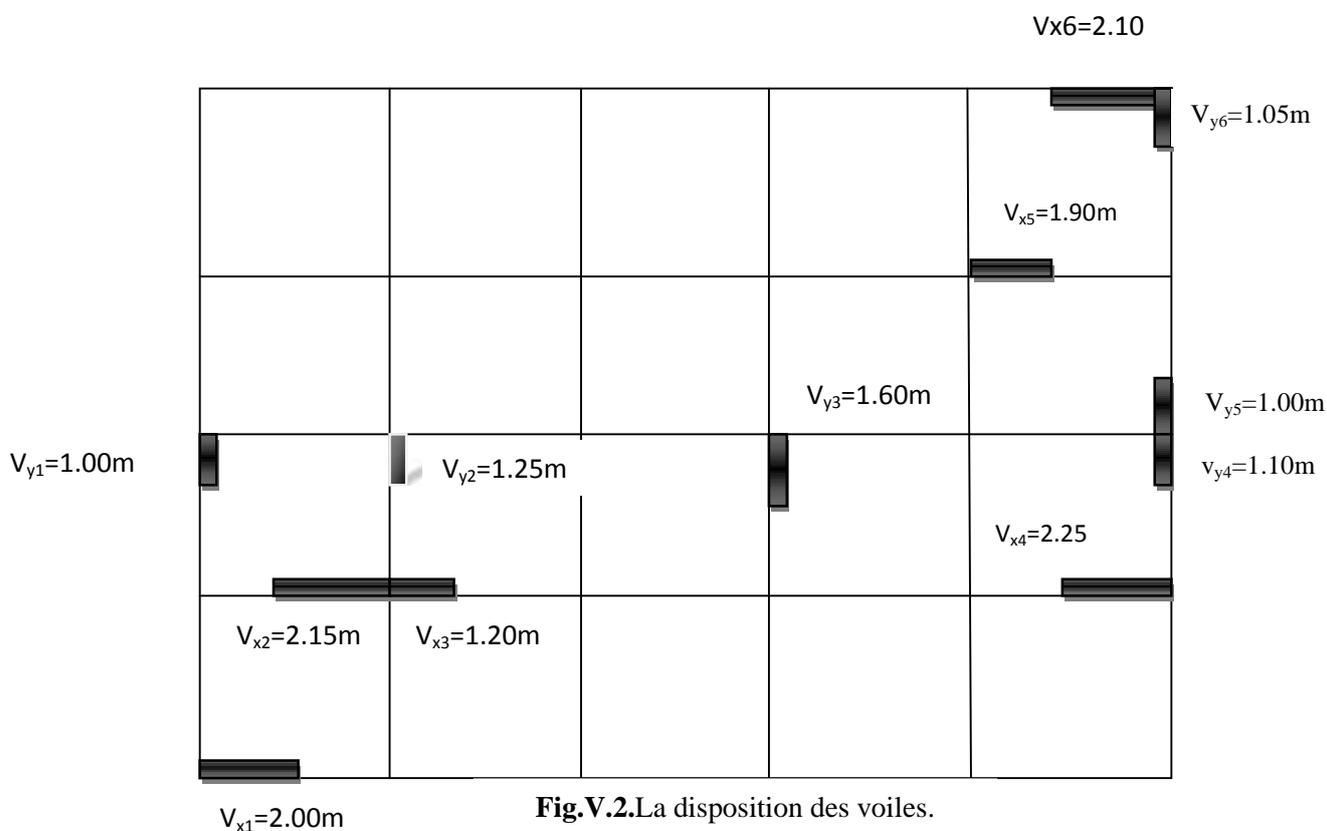


Fig.V.2.La disposition des voiles.

V.2.3.Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP2000 nous donne les sollicitations (N. M. V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

V.2.4.Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V.10. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x1})

Niveau	Voile	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol,RDC	V0	1131.839	-53.567	877.769	857.883	310.750	-928.78	-304.018
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	V3	911.521	4.723	360.530	697.025	253.637	-351.970	205.088
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V6	650.899	157.577	157.577	650.899	110.902	-105.750	135.311
7 et 8 ^{ème} étage	V9	324.992	120.733	120.733	324.992	7.878	-44.967	75.120

Tableau V.11. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x2})

Niveau	Voile	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1et2	V0	2072.541	1124.098	1124.717	1726.305	-175.96	1122.768	413.611
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V3	1254.631	-44.202	555.848	790.539	384.608	-37.971	-328.815
3,4 et 5 ^{ème} étage	V6	842.474	-4.281	252.018	580.602	286.084	-254.205	205.747
6,7 et 8 ^{ème} étage	V9	429.605	98.607	98.607	429.605	17.751	-89.141	84.493

Tableau V.12. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x3})

Niveau	Voile	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol,RDC	V0	1507.657	355.468	373.831	-104.426	-328.926	-371.468	-175.854
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	V3	784.150	22.236	255.301	749.364	220.180	-227.623	165.479
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V6	513.625	54.239	209.439	496.634	139.273	-143.651	149.471
7 et 8 ^{ème} étage	V9	311.627	130.795	130.795	311.627	32.396	-50.227	98.436

Tableau V.13. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x4})

Niveau	Voile	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1et2	V0	2128.616	5.582	1168.531	1999.424	560.536	-29.607	369.636
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V3	1803.986	-10.035	-468.294	1144.959	534.879	22.541	254.520
3,4 et 5 ^{ème} étage	V6	1202.922	18.777	194.044	1106.263	361.534	-174.879	170.189
6,7 et 8 ^{ème} étage	V9	540.176	92.485	92.485	540.176	93.214	-72.638	89.147

Tableau V.14. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x5})

Niveau	Voile	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol,RDC	V0	1751.874	738.579	-862.858	765.999	358.393	837.776	-299.995
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	V3	1380.220	-86.179	-446.806	961.587	509.801	-50.333	-250.380
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V6	912.668	-101.383	-274.090	538.726	336.254	-247.273	-201.637

7 et 8 ^{ème} étage	V9	408.492	-4.712	-149.050	182.624	95.915	-121.415	-132.150
-----------------------------	----	---------	--------	----------	---------	--------	----------	----------

Tableau V.15. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x6})

Niveau	Voile	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1et2	V0	1468.12	960.425	-994.734	211.882	35.791	-986.376	312.241
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V3	972.919	-62.718	-415.671	639.559	344.008	-69.556	-199.707
3,4 et 5 ^{ème} étage	V6	701.564	92.656	-153.704	251.986	110.789	-143.582	-121.057
6,7 et 8 ^{ème} étage	V9	391.340	58.495	-114.012	11.385	-47.249	-105.417	-55.381

Tableau V.16. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y1})

Niveau	Voile	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol,RDC	V0	637.363	-346.832	347.165	34.096	34.096	347.165	-172.697
1 ^{er} ,2 ^{ème} e et 3 ^{ème} étage	V3	512.292	-27.762	175.160	259.813	64.486	30.604	118.769
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V6	318.047	-36.113	126.515	156.76	63.149	46.261	90.841
7 et 8 ^{ème} étage	V9	156.418	-47.430	61.249	41.931	14.849	58.089	50.029

Tableau V.17. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y2})

Niveau	Voile	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1et2	V0	1028.317	-534.473	554.595	432.462	198.667	551.425	257.631
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V3	807.729	27.572	302.723	436.184	284.744	295.009	205.118

3,4 et 5 ^{ème} étage	V6	537.539	54.198	234.776	308.358	189.874	220.492	168.671
6,7 et 8 ^{ème} étage	V9	245.364	-34.028	126.735	109.839	57.317	110.090	101.231

Tableau V.18. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y3})

Niveau	Voile	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol,RDC	V0	1447.728	-822.923	864.241	622.569	281.700	856.538	356.867
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	V3	1163.930	-4.163	-385.210	971.671	466.755	380.791	-262.964
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V6	774.393	-20.933	-239.753	643.019	314.778	214.342	-186.148
7 et 8 ^{ème} étage	V9	334.495	-36.620	-94.224	314.571	101.939	49.634	-91.892

Tableau V.19. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y4})

Niveau	Voile	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1et2	V0	1287.201	-391.824	402.905	208.607	-40.841	402.416	192.619
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V3	860.548	-13.623	-207.972	673.783	272.983	18.373	-141.791
3,4 et 5 ^{ème} étage	V6	560.784	-15.216	-145.321	492.883	190.744	126.455	-106.509
6,7 et 8 ^{ème} étage	V9	274.013	-67.734	-67.734	274.013	22.506	46.007	-56.687

Tableau V.20. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y5})

Niveau	Voile	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		$V_d(KN)$
		$N(KN)$	$M(KN)$	$M(KN)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN)$	
Sous sol,RDC	V0	1180.634	-330.457	339.957	101.707	-108.912	334.568	168.808
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	V3	757.475	77.021	237.074	505.403	245.652	58.189	159.075
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V6	502.587	92.315	195.682	293.715	-170.616	66.893	137.801
7 et 8 ^{ème} étage	V9	241.441	6.436	125.346	61.47	13.202	101.088	91.959

Tableau V.21. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y6})

Niveau	Voile	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		$V_d(KN)$
		$N(KN)$	$M(KN)$	$M(KN)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN)$	
Sous sol, Entre sol 1et2	V0	921.900	-47.533	-336.548	846.49	-77.688	20.857	-161.370
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V3	580.724	-99.596	-189.900	476.031	102.963	-31.812	-129.643
3,4 et 5 ^{ème} étage	V6	356.740	-12.699	-172.902	353.816	87.727	22.775	-124.252
6,7 et 8 ^{ème} étage	V9	183.101	128.709	-128.709	183.101	-8.278	-9.256	-95.343

V.2.5.Calcul du ferrailage :

On va exposer deux exemples de calcul pour le voile V_{x1} :

Voile V_{x1} de Sous sol :**A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} :****a). Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2.00m, d = 1.95m, e = 0.20m.$$

$$N_{max} = 1131.839KN \quad M_{cor} = -53.567KN.m.$$

$e_G = M/N = 0.0473.m < l/2 = 1.00m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - MA \quad (0.337h - 0.81 \times d_0) b . h . f_{bu} \dots \dots (I)$$

$$MA = M + N \times (d - L/2) = -53.567 + 1131.839 \times (1.95 - 1.00) = 1024.358 \text{ KN.m}$$

$$I \Rightarrow 1131.839 \times 10^{-3} \times (1.95 - 1) - 1024.358 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 2 - 0.81 \times 0.05) \times 2 \times 0.20 \times 14.2$$

$$(I) \Rightarrow 0.05 < 3.59$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\tilde{\sigma}_{bu} = M_t / b \times d^2 \times f_{bu} = 1024.358 \times 10^{-3} / 0.20 \times 1.95^2 \times 14.2 = 0.094$$

$$\tilde{\sigma}_{bu} = 0.094 < \tilde{\sigma}_t \Rightarrow A' = 0$$

$$r = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\sigma}_{bu}} \right] \Rightarrow r = 0.123$$

$$Z = d(1 - 0.4r) \Rightarrow Z = 1.85m$$

$$A_1 = M / Z \times f_{bu} = 1024.358 \times 10^{-3} / 1.85 \times 348 = 14.42 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$y = L/2, \quad I = (e \times L^3) / 12$$

$$\sigma_{max} = N/B + (M \times Y) / I = 1131.839 \times 10^{-3} / 0.40 + (-53.567 \times 10^{-3} \times 1.00) / 0.133 = 2.426 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = N/B - (M \times Y) / I = 1131.839 \times 10^{-3} / 0.40 - (-53.567 \times 10^{-3} \times 1.00) / 0.133 = 3.232 \text{ MPa}$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \times L + \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = 1.14m$$

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 114 = 4.56 \text{ cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = -304.018 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} > \frac{\tau_u}{0.8 f_e} \quad \text{tel que :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 304.018 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.95} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit : } S_h = 20 \text{ cm} \quad \rightarrow A_h > 1.36 \text{ cm}^2$$

Tableau. V.22. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x1}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2	0.20×2	0.20×2	0.20×2
M(KN)	-53.567	4.723	157.577	-44.967
N(KN)	1131.839	911.521	650.899	7.878
Section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
V (K N)	-304.018	205.088	135.311	75.12
‡ (MPa)	1.182	0.798	0.526	0.292
$\bar{‡} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	14.42	11.483	11.091	9.692
A_v^{min} (cm ²)	6.00	6.00	6.00	6.00
A_v^{adop} (cm ²)	15.40	15.40	11.30	11.30
N^{bre} /par face	10 HA14	10HA14	10HA12	10HA12
S_t (cm)	20	20	20	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.48	1.00	0.66	0.37
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.23. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x2}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4,5 ^{et} 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2.15	0.20×2.15	0.20×2.15	0.20×2.15
M(KN)	1122.768	-44.202	-4.281	98.607
N(KN)	-175.960	1254.631	842.474	429.605
Section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
V (K N)	413.611	-328.815	205.747	84.493
‡ (MPa)	1.496	1.19	0.744	0.306
$\bar{\ddagger} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	16.865	16.45	10.606	7.090
A_v^{min} (cm ²)	6.45	6.45	6.45	6.45
A_v^{adop} (cm ²)	16.94	16.94	12.43	8.69
N^{bre} /par face	11 HA14	11HA14	11HA12	11HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.87	1.49	0.93	0.38
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.24. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x3}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.20	0.20×1.20	0.20×1.20	0.20×1.20
M(KN)	-104.426	22.236	54.239	130.795
N(KN)	373.831	784.150	513.325	311.627
Section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement comprimée
V (K N)	-175.854	165.479	149.471	98.436
‡ (MPa)	1.14	1.073	0.969	0.638
$\bar{\ddagger} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	10.253	10.497	8.115	6.81
A_v^{min} (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6
A_v^{adop} (cm ²)	12.32	12.32	9.04	9.04
N^{bre} /par face	8 HA14	8HA14	8HA12	8HA12
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.42	1.34	1.21	0.80
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.25. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x4}) dans tous les niveaux

*Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2.25	0.20×2.25	0.20×2.25	0.20×2.25
M(KN)	5.582	-10.035	18.777	92.485
N(KN)	2128.616	1803.986	1202.922	540.176
Section	Entièrement Comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
V (K N)	369.636	254.520	170.189	89.147
‡ (MPa)	1.278	0.88	0.588	0.308
$\bar{f} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	26.701	22.717	15.349	8.294
A_v^{min} (cm ²)	6.75	6.75	6.75	6.75
A_v^{adop} (cm ²)	28.14	24.38	15.82	11.06
N^{bre} /par face	14 HA16	8HA14 +6HA16	14HA12	14HA10
S_t (cm)	16	16	16	16
A_h^{cal} (cm ²)	1.60	1.10	0.74	0.39
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.26. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x5}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.90	0.20×1.90	0.20×1.90	0.20×1.90
M(KN)	73.857	-86.179	-101.383	-4.712
N(KN)	1751.874	1380.22	912.668	408.492
Section	Entièrement Comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
V (K N)	-299.995	-250.38	-201.637	-132.150
‡ (MPa)	1.228	1.025	0.825	0.541
$\bar{‡} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	23.356	18.954	13.409	5.199
A_v^{min} (cm ²)	5.7	5.7	5.7	5.7
A_v^{adop} (cm ²)	24.12	21.30	13.56	9.48
N^{bre} /par face	12HA16	6HA14 +6HA16	12HA12	12HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.54	1.28	1.03	0.68
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.27. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x6}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4,5 ^{et} 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2.10	0.20×2.10	0.20×2.10	0.20×2.10
M(KN)	986.376	-62.718	92.656	58.495
N(KN)	35.791	972.919	710.564	391.340
Section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
V (K N)	312.241	-199.707	-121.057	-55.381
‡ (MPa)	1.156	0.74	0.448	0.205
$\bar{f} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	12.956	13.281	10.424	5.936
A_v^{min} (cm ²)	6.3	6.3	6.3	6.3
A_v^{adop} (cm ²)	15.40	15.40	11.30	7.90
N^{bre} /par face	10HA14	10HA14	10HA12	10HA10
S _t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.45	0.92	0.56	0.26
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.28. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y1}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00
M(KN)	347.165	-27,762	-36.113	58.089
N(KN)	34.096	512.292	318.047	14.849
Section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (K N)	-172.697	118.769	90.841	50.029
‡ (MPa)	1.343	0.921	0.707	0.389
‡ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	9.747	7.445	5.33	1.523
A_v^{min} (cm ²)	3	3	3	6.3
A_v^{adop} (cm ²)	10.78	7.91	5.53	5.53
N^{bre} /par face	7HA14	7HA12	7HA10	7HA10
S _t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.68	1.15	0.88	0.49
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	1.57	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.29. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y2}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.25	0.20×1.25	0.20×1.25	0.20×1.25
M(KN)	551.425	27.572	54.198	-34.028
N(KN)	198.667	807.729	537.539	245.364
Section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (K N)	257.631	205.118	168.671	101.231
‡ (MPa)	1.603	1.276	1.050	0.630
‡ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5
A _v ^{cal} (cm ²)	10.442	10.924	8.345	4.088
A _v ^{min} (cm ²)	3.75	375	3.75	3.75
A _v ^{adop} (cm ²)	12.32	12.32	9.04	6.32
N ^{bre} /par face	8HA14	8HA14	8HA12	8HA10
S _t (cm)	15	15	15	15
A _h ^{cal} (cm ²)	2.00	1.60	1.31	0.79
A _h ^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A _h ^{adop} (cm ²)	2.26	2.26	1.57	1.01
N ^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.30. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y3}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.60	0.20×1.60	0.20×1.60	0.20×1.60
M(KN)	856.538	-4.163	-20.933	-36.620
N(KN)	281.700	1163.930	774.393	334.495
Section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (K N)	356.867	-262.964	-186.148	-91.892
‡ (MPa)	1.735	1.278	0.905	0.446
‡ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5
A _v ^{cal} (cm ²)	12.094	14.647	10.171	5.039
A _v ^{min} (cm ²)	4.8	4.8	4.8	4.8
A _v ^{adop} (cm ²)	15.40	15.40	11.30	7.90
N ^{bre} /par face	10HA14	10HA14	10HA12	10HA10
S _t (cm)	16	16	16	16
A _h ^{cal} (cm ²)	2.17	1.60	1.13	0.56
A _h ^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A _h ^{adop} (cm ²)	2.26	2.26	1.57	1.01
N ^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.31. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y4}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4,5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.10	0.20×1.10	0.20×1.10	0.20×1.10
M(KN)	402.416	-13.623	-15.216	46.007
N(KN)	-40.841	860.548	560.784	22.506
Section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (K N)	192.619	-141.791	-106.509	-56.687
‡ (MPa)	1.362	1.003	0.753	0.401
‡ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5
A _v ^{cal} (cm ²)	11.127	11.221	7.529	0.952
A _v ^{min} (cm ²)	3.3	3.3	3.3	3.3
A _v ^{adop} (cm ²)	12.32	12.32	9.04	4.02
N ^{bre} /par face	8HA14	8HA14	8HA12	10HA8
S _t (cm)	15	15	15	15
A _h ^{cal} (cm ²)	1.70	1.25	0.94	0.50
A _h ^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A _h ^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	1.57	1.01
N ^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.32. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y5}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} 2 ^e et 3 ^e étage	4,5 ^e et 6 ^e étage	7 et 8 ^e étage
Section (m ²)	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00	0.20×1.00
M(KN)	334.568	77.021	66.893	6.436
N(KN)	-108.912	757.475	-170.616	241.441
Section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée
V (K N)	168.808	159.075	137.801	91.959
‡ (MPa)	1.313	1.237	1.072	0.715
‡ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5
A _v ^{cal} (cm ²)	11.072	12.25	3.976	3.259
A _v ^{min} (cm ²)	3	3	3	3
A _v ^{adop} (cm ²)	12.32	12.32	6.32	6.32
N ^{bre} /par face	8HA14	8HA14	8HA10	8HA10
S _t (cm)	15	15	15	15
A _h ^{cal} (cm ²)	1.64	1.55	1.34	0.89
A _h ^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A _h ^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	1.57	1.01
N ^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.33. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y6}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{er} 2 ^e et 3 ^e étage	4,5 ^e et 6 ^e étage	7 et 8 ^e étage
Section (m^2)	0.20×1.05	0.20×1.05	0.20×1.05	0.20×1.05
M(KN)	-47.533	-99.596	-12.699	128.709
N(KN)	921.900	580.724	356.740	183.101
Section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (K N)	-161.370	-129.643	-124.252	-95.343
‡ (MPa)	1.195	0.960	0.920	0.705
‡ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	13.221	10.816	4.913	1.414
A_v^{min} (cm ²)	3.15	3.15	3.15	3.15
A_v^{adop} (cm ²)	13.86	13.86	7.10	4.52
N^{bre} /par face	9HA14	9HA14	9HA10	9HA8
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.49	1.20	1.15	0.88
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

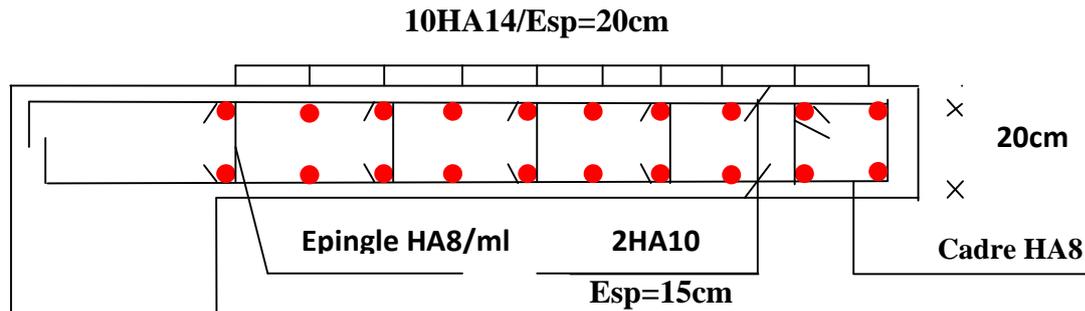


Fig. V.3. Schéma de ferrailage de voile (V_{x1})

V.3. Étude des poteaux :

Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP 2000 ou Robot dans l'ordre suivant :

N_{max} M correspondant

M_{max} N correspondant

N_{min} M correspondant

V.3. 1. Combinaisons des charges :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91** :

- E.L.U : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

- $G+Q+E$

- $0.8G \pm E$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.3. 2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

V.3.2.1. Les armatures longitudinales :

(RPA99/2003 Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

$A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),

$A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),

$A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),

$d_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

La longueur minimale de recouvrement est de 40 en zone IIa.

La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

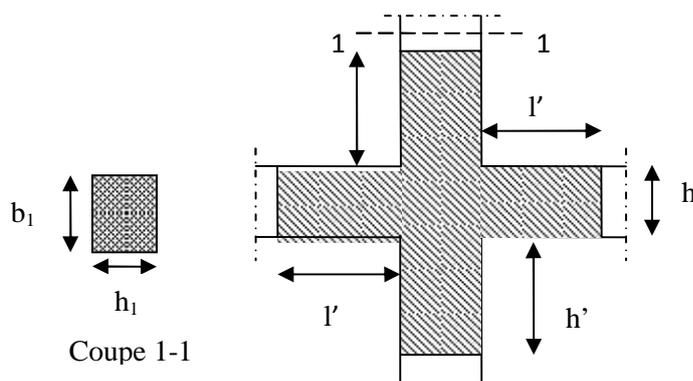


Fig.V.4. zone nodale

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

h_e : hauteur d'étage.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableaux V.34 armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives aux prescriptions du RPA99/2003

Niveau	Section du poteau	A ^{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
SSOL+RCD	65×65	33,80	169	253.50
1 ^{re} +2 ^{eme} étage	65×60	31.20	156	234.00
3 ^{re} +4 ^{eme} étage	60×60	28.80	144	216.00
5 ^{re} +6 ^{eme} étage	60×55	26.40	132	198.00
7 ^{re} +8 ^{eme} étage	55×55	24.20	121	181.50

V.2.3.2. Les armatures transversales :**(RPA99/2003 Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

Où :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_c : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$\checkmark t = \min(10 \phi, 15 \text{ cm}) \text{ (zone nodale).}$$

$$\checkmark t = 15 \phi \text{ (zone courante).}$$

(ϕ Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\checkmark \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\checkmark \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_{min}$.

V.3. 4. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP 2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression

Tableau .V.35. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
S sol+RCD	3250.254	37.026	169.5546	851.579	-639.133	33.4214
1 ^{re} +2 ^{eme} étage	2718.381	46.1514	176.5402	774.316	-229.256	84.4422
3 ^{re} +4 ^{eme} étage	1682.247	43.2272	146.4141	694.196	-62.123	66.8855
5 ^{re} +6 ^{eme} étage	1342.436	38.6961	130.9066	564.056	-57.92	5.333
7 ^{re} +8 ^{eme} étage	672.489	38.5154	88.6923	290.243	-19.495	-6.0534

V.3.5. Calcul du ferrailage :**V.3.5.1. Ferrailage longitudinal:**

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, et cela après comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide de logiciel SOCOTAC et de SAP 2000

Tableau .V.36: Ferrailage des poteaux

Niveau	Section	A(cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Barres
S SOL+RDC	65x65	14.70	33.80	36.67	4HA20+12HA16
1 ^{re} et 2 ^{eme} étage	65x60	6.10	31.20	32.17	16HA16
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	60x60	3.60	28.8	30.29	12HA16+4HA14
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	60x55	1.33	26.40	28.40	8HA16+8HA14
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	55x55	0.53	24.20	24.63	16HA14

V.3.5.2. Ferrailage transversal :

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V. 37: Les armatures transversale dans les poteaux.

Niveau	sous sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage
Section(cm²)	65x65	65x65	65x60	60x60	60x55	55x55
w_l^{\max} (cm)	2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4
w_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4
l_f (cm)	214.2	252	207.9	207.9	207.9	207.9
\dots_a	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
$\}g$	3.29	3.87	3.19	3.46	3.46	3.78
V_u (KN)	117.749	101.792	94.884	86.768	84.027	60.707
l_r (cm)	80	64	64	64	64	56
S_t zone nodale	10	10	10	10	10	10
S_t zone	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	1.69	1.46	1.48	1.35	1.43	1.03
A_t^{\min} (cm ²)	3.57	3.57	3.30	3.30	3.02	3.02
A_t (cm ²)adopté	4.02	4.02	4.02	4.02	3.02	3.02
Nbre de barres	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$w_t \geq \frac{w_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.3.5.3. Vérifications :**➤ vérification au flambement (effort normal ultime)**

Selon le BAEL91 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) .

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et le plus élancé.

➤ Critère de la stabilité de forme :

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_{max} < N_u = r \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \chi_b} + \frac{A_s \times f_e}{\chi_s} \right) \dots\dots\dots (Article B.8.4.1).$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\chi_b = 1,5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\chi_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

r : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement } .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} r = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ r = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tableau .V.38.Les armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	sous sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage
Section(cm²)	65x65	65x65	65x60	60x60	60x55	55x55
L₀ (cm)	306	360	297	297	297	297
l_f (cm)	214.2	252	207.9	207.9	207.9	207.9
i (cm)	18.7	18.7	18.7	17.3	17.3	15.8
λ	11.45	13.47	11.98	12.01	13.07	13.15
r	0.832	0.825	0.830	0.830	0.826	0.826
A_s (cm²)	36.67	36.67	32.17	30.29	28.40	24.63
B_r (cm²)	3969	3969	3654	3364	3074	2809
N_u (KN)	7176.39	71160.01	6545.06	6045.05	5518.02	5004.36
N_{max} (KN)	3250.25	3080.19	2718.38	1682.24	1342.43	672.48
1.1N_{max} (KN)	3575.27	3388.20	2990.21	1850.46	1476.67	739.72
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

➤ **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau .V.39. Les armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	s sol	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8
Section(cm ²)	65x65	65x65	65x60	65x60	60x60	60x60	60x55	60x55	55x55	55x55
d (cm)	58.5	58.5	58.5	58.5	54	54	54	54	49.5	49.5
A _s (cm ²)	36.67	36.67	32.17	32.17	30.29	30.29	28.40	28.40	24.63	24.63
v (cm)	35.49	35.49	35.36	35.36	32.68	32.68	32.74	32.74	29.89	29.89
v' (cm)	29.50	29.50	29.63	29.63	27.31	27.31	27.25	27.25	25.10	25.10
I _{gg} (m ⁴)	0.015	0.015	0.016	0.016	0.013	0.013	0.012	0.012	0.009	0.009
N _{ser} (KN)	2359.0 71	2235. 64	1972. 93	1720.1 8	1468.7 3	1220. 96	974.3 6	731.0 1	488.2 6	279.73
M _{ser} (KN.m)	26.14	29.59	33.07	29.37	29.31	30.97	27.73	31.07	27.59	27.93

\dagger_{bc} (MPa)	6.18	5.99	5.78	5.05	4.81	4.17	3.70	3.06	2.53	1.85
$\bar{\dagger}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

Selon le **RPA 99** (Art : 7.4.3.2) :

$$\dagger_{bu} \leq \bar{\dagger}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\dagger}_{bu} = \dots_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \dots_d = \begin{cases} 0,075 si }_g \geq 5 \\ 0,04 si }_g < 5 \end{cases} }_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } }_g = \frac{l_f}{b}$$

$\dagger_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

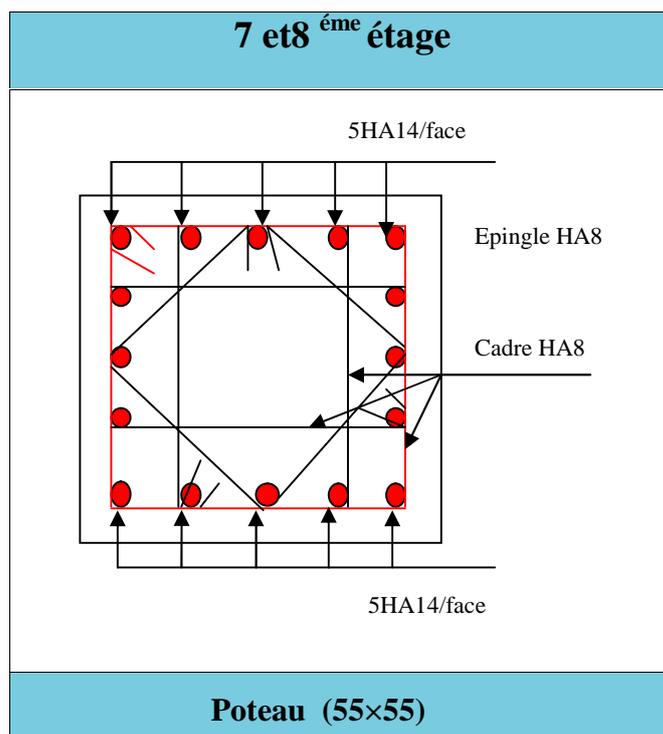
Tableau.V.40. Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	g	a	d (cm)	V _u (kN)	† (MPa)	† _{adm} (MPa)	observation
Sous sol	65x65	3.29	0.04	58.5	117.749	0.309	1	Vérifier
RDC	65x65	3.87	0.04	58.5	101.792	0.267	1	Vérifier
1 ^{re} et 2 ^{eme} étage	65x60	3.19	0.04	58.5	94.884	0.249	1	Vérifier
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	60x60	3.46	0.04	54	86.768	0.267	1	Vérifier
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	60x55	3.46	0.04	54	84.207	0.283	1	Vérifier
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	55x55	3.87	0.04	49.5	60.707	0.222	1	Vérifier

V.3.6 Schémas de ferrailages des poteaux :

Tableau.V.41.Schémas de ferrailages des poteaux.

Sous-sol et RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage
<p style="text-align: center;">2HA20/face</p> <p style="text-align: center;">Cadre HA8</p> <p style="text-align: center;">3HA16/face</p> <p style="text-align: center;">Poteau (65×65) cm²</p>	<p style="text-align: center;">Cadre HA8</p> <p style="text-align: center;">5HA16/face</p> <p style="text-align: center;">Poteau (65×60) cm²</p>
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
<p style="text-align: center;">2HA14/face</p> <p style="text-align: center;">Cadre HA8</p> <p style="text-align: center;">4HA16/face</p> <p style="text-align: center;">Poteau (60×60) cm²</p>	<p style="text-align: center;">4HA14/face</p> <p style="text-align: center;">4HA14/face</p> <p style="text-align: center;">Cadre HA8</p> <p style="text-align: center;">3HA14/face</p> <p style="text-align: center;">Poteaux(60×55) cm²</p>



CONCLUSION :

Au terme de ce chapitre nous avons étudiées les différents éléments principaux, le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

VI.1.Introduction:

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, C'est une partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, dépend de la bonne tenue de l'ensemble.

Et cela de façon à limiter les tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

VI.2.Choix du type des fondations:

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.2 bar à une profondeur de 3.8 m.

➤ Combinaison d'action à considérer :

D'après le **RPA99/2003** (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\checkmark G + Q \mp E$$

$$\checkmark 0.8G \mp E$$

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

$$\checkmark 1.35G + 1.5Q.$$

$$\checkmark G + Q.$$

VI.3.Etude des fondations :**VI.3.1.Vérification des semelles isolées:**

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N : L'effort normal agissant sur la semelle,

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre $N= 3250.254 \text{ KN}$

\bar{f}_{sol} : Contrainte admissible du sol ; $\bar{f}_{sol}=120 \text{ KN/m}^2$

S : Surface d'appui de la semelle.

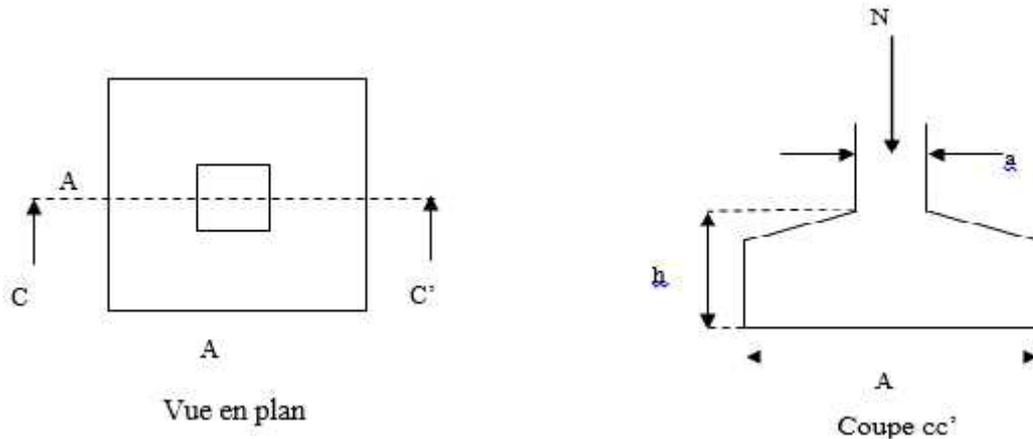


Figure.VI.1:Schéma d'une semelle isolée.

$$B^2 \geq \frac{N}{\bar{f}_{sol}} ; \quad B \geq \sqrt{\frac{3250.254}{120}} = 5.20 \text{ m}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

VI.3.2.Vérification des semelles filantes :

On choisit une semelles filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 06 poteaux

• **Portique sens X-X:**

$$N = \sum N_i = 10107.951 \text{ KN}$$

$$L= 21.90 \text{ m}$$

La vérification à faire est : $\bar{f}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{f}_{sol} \times L} ;$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

Le Portique le plus sollicité :

$$N1= 1599.172 \text{ KN}$$

$$N2= 1295.059 \text{ KN}$$

$$N3= 2108.137 \text{ KN}$$

$$N_4 = 2152.580 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1804.783 \text{ KN}$$

$$N_6 = 1148.220 \text{ KN}$$

$$\cdot \bar{\tau}_{sol} \geq \frac{10107.951}{120 \times 21.90} = 3.84m$$

Remarque :

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, se choix ne convient pas.

• Portique sens Y-Y:

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

Le Portique le plus sollicité :

$$N_1 = 2359.071 \text{ KN}$$

$$N_2 = 2191.404 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1644.353 \text{ KN}$$

$$N_4 = 2108.137 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1465.293 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i = 9768.258 \text{ KN}$$

$$L = 17.65 \text{ m}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

$$\cdot \bar{\tau}_{sol} \geq \frac{9768.258}{120 \times 17.65} = 4.61m$$

Remarque:

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, se choix ne convient pas.

VI.3.3. Vérification du radier général :

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

VI.3.3.1. Dimensionnement :**- La condition de coffrage :**

ht: hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.30m$)

• **Nervure:**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{530}{10} = 53cm$$

$h_t = 53cm$ on prend $h_t = 60 cm$

• **La dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{530}{20} = 26.5cm$$

$h_r = 26.5cm$ on prend $h_r = 35 cm$

- **Condition de rigidité :**

$$L_{max} \leq \frac{f}{2} \times L_e$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{f^4 \times E}} = 79cm.$$

Donc : $h = 79cm$.

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 80cm$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 35cm$ pour la dalle du radier.

- **Calcul du Poids :**

$N_{ser} = 52348.18 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure. Obtenu par le SAP2000).

$P_{radier} = 0.30 \times 399.6 \times 25 = 2997 \text{ KN}$ (Poids du radier)

$N_{ser} = 52348.18 + 2997 = 55345.18 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{f}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{f}_{sol}} = \frac{55345.18}{120} = 461.20m^2$$

$$\Rightarrow S_{bat} = 399.6m^2 \leq S_{rad} = 461.20m^2 \Rightarrow \text{radier débord}$$

- Calcul du débord :

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\text{cm}\right) = \max(80/2 ; 30\text{cm}) = 40\text{cm}$$

On prend un débord : D = 1.30m

Se qui nous donne un périmètre de : P = 80.40m

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times P = 399.60 + 1.30 \times 80.4 = 504.12m^2$$

On opte pour une surface du radier : S_{rad} = 504.12m²

IV.3.3.2. Les vérifications à faire:

- Condition de cisaillement :

$$\bar{f}_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{f} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}$$

On considère une bande de largeur b=1m

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

N_u = Effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_u = \frac{70038.05 \times 5.3}{2 \times 504.12} \times 1 = 368.16 \text{ KN} \dots \dots \dots (I)$$

$$\bar{f}_u = \frac{368.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.30} = 1.22\text{MPa} \leq \bar{f} = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 42)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\alpha_b}$$

N_u: effort normal de calcul.

h_t: hauteur du radier.

U_c: périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Sous le poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (65×65) cm×cm, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$A = a+h = 0.65+0.6 = 1.25$$

$$B = b+h = 0.65+0.6 = 1.25$$

$$U_c = 2 \times (1.25 + 1.25) = 5m$$

$$N_u = 3.250254 \text{ MN} \leq 0.045 \times 0.8 \times 5 \times \frac{25}{1.15} = 3.91 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que : $N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$

Avec :

$f_s = 1.5$ Coefficient de sécurité.

$H = 3.80m$ Hauteur encrée du bâtiment

$S = 463.92m^2$, surface du radier.

$\gamma_w = 10KN/m^3$, Poids volumique de l'eau.

$$N = 70038.05KN \geq P = 1.5 \times 3.80 \times 504.12 \times 10 = 28734.84KN \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

- Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 10789.20 \text{ m}^4, \quad X_G = 11.10 \text{ m.}$$

$$I_y = 16412.07 \text{ m}^4, \quad Y_G = 9 \text{ m.}$$

$$M_x = 48846.26 \text{ KN.m}; M_y = 49234.78 \text{ KN.m}$$

$$N = 55345.18 \text{ KN}$$

• Sens xx :

$$\sigma_x = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

$$\dagger_1 = \frac{55345.18}{504.12} + \frac{48846.26 \times 11.9}{16412.07} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\dagger_2 = \frac{55345.18}{504.12} - \frac{48846.26 \times 11.9}{16412.07} = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\dagger_{moy} = 0.11 \text{ MPa} \leq \dagger_{sol} = 0.12 \text{ MPa}$$

Donc ;la contrainte est vérifiée dans le sens X-X

• **Sens yy :**

$$\sigma_x = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

$$\dagger_1 = \frac{55345.18}{504.12} + \frac{49234.78 \times 9}{10789.20} = 0.14MPa$$

$$\dagger_2 = \frac{55345.18}{504.12} - \frac{49234.78 \times 9}{10789.20} = 0.06MPa$$

$$\dagger_{moy} = 0.12MPa \leq \dagger_{sol} = 0.12MPa$$

Donc ;la contrainte est vérifiée dans le sens Y-Y

- **Vérification de la stabilité au renversement:**

Selon le RPA 99/V.2003 (Art 10.1.5) ,on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Sens xx : $e = \frac{M_y}{N_{ser}} = \frac{49234.78}{55345.18} = 0.889m \leq \frac{l_y}{4} = \frac{22.20}{4} = 5.55m.....v\u00e9rifi\u00e9e$

sens yy : $e = \frac{M_x}{N_{ser}} = \frac{48846.26}{55345.18} = 0.882m \leq \frac{l_x}{4} = \frac{18}{4} = 4.50m.....v\u00e9rifi\u00e9e$

VI.4.Ferrailage du radier :

Le radier sera calcul\u00e9 comme une dalle pleine renvers\u00e9e, et sollicit\u00e9 en flexion simple caus\u00e9e par la r\u00e9action du sol, il faut consid\u00e9rer le poids propre du radier comme une charge favorable. on calculera le panneau le plus d\u00e9favorable et on adoptera le m\u00eame ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$L_x = 5.10m, L_y = 5.30m$$

$$... = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow ... = \frac{4.80}{5.00} = 0.96 > 0.4$$

La dalle travaille dans les deux sens

• **A L'ELU**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

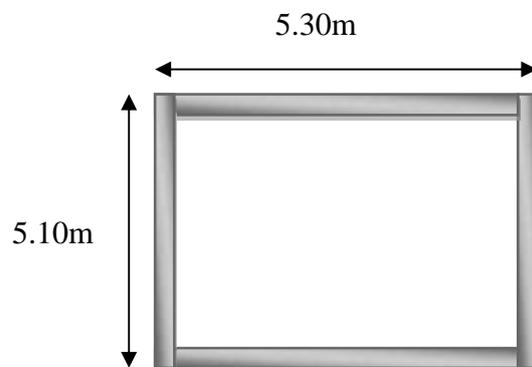


Figure.VI.2: Sch\u00e9ma d'une dalle du radier.

Avec :

N_u : est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$q_u = \frac{70038.05}{50412} = 138.93 \text{ KN/ml}$$

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} = 0.96 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \sim_x = 0.0401 \\ \sim_y = 0.9092 \end{cases} \dots \text{ [Annexe II]}$$

Sens x-x: $M_x = \sim_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 144.90 \text{ KN.m}$

Sens y-y: $M_y = \sim_y \times M_x \Rightarrow M_y = 131.74 \text{ KN.m}$

- **Moment en travée :** $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 123.16 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 111.97 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Moment en appui :** $\begin{cases} M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 72.45 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 65.87 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.30) \text{ m}^2$,

- Condition de non fragilité :

On calcul A_{\min} : On a des HA f_c E400 $\Leftrightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 30 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\rho = 0.96$.

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

- **En travée :**

$$A_{x\min} = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h_r = 2.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{y\min} = \rho_0 \times b \times h = 2.4 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$A_{x\min} = A_{y\min} \times 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 3.62 \text{ cm}^2.$$

les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V .1:Section des armatures du radier.

Localisation		M _t (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ²)	ST (cm)
x-x	Travée	123.16	11.19	2.44	6HA16= 12.06	15
	Appui	72.45	5.86	3.62	5HA14= 7.70	20
y-y	Travée	111.97	10.13	2.40	6HA16= 12.06	15
	Appui	65.87	6.97	3.62	5HA14= 7.70	20

- Vérification de l'effort tranchant:

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 236.18KN$$

$$V_y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 248.56KN$$

$$V_{max} = 248.56 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{248.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.30} = 0.82MPa < 1.25MPa$$

• A L'ELS :

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} = 0.96 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \sim_x = 0.0474 \\ \sim_y = 0.9385 \end{cases} \dots [\text{Annexe II}]$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{55345.18}{504.12} = 109.78KN / ml$$

$$\text{Sens x-x: } M_0^x = \sim_x \times Q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 135.34KN.m$$

$$\text{Sens y-y: } M_0^y = \sim_y \times M_o^x \Rightarrow M_0^y = 127.70KN.m$$

• Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 115.04KN.m \\ M_{ty} = 0.85M_y = 107.96KN.m \end{cases}$

• Moment en appui : $\begin{cases} M_{ax} = 0.5M_x = 67.67KN.m \\ M_{ay} = 0.5M_y = 63.51KN.m \end{cases}$

- Limite de compression du béton:

• En travée :

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\tau}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa.$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2.$$

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 12.06) y - (15 \times 12.06 \times 30) = 0$$

$$50y^2 + 235.65y - 5427 = 0$$

$$y = 8.76 \text{ cm}$$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$

$$I = \frac{100}{3} y^3 + 15 \times 12.06 \times (30 - 8.76)^2 = 0$$

$$I = 104018 \text{ cm}^4$$

Calcul de τ_{bc} :

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

$$\tau_{bc} = (115.04 \times 10^{-3} \times 0.0876) / (104018 \times 10^{-8}) = 9.69 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{y f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

$$\tau_s = \frac{15 \times 115.04 \times 10^{-3}}{104018 \times 10^{-8}} \times (0.30 - 0.0876) = 352.28 \text{ MPa}$$

Tableau .VI.2: Vérification des contraintes de la dalle du radier.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	τ_{bc} (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	τ_s (MPa)	$\bar{\tau}_s$ (MPa)	Observation
Travé	xx	115.04	12.06	8.76	104018	9.69	15	352.28	201.63	non vérifié
	yy	107.96	12.06	8.76	104018	9.09	15	330.61	201.63	non vérifié
appui	xx	67.67	7.70	7.24	72481	6.76	15	318.61	201.63	non vérifié
	yy	63.51	7.70	7.24	72481	6.35	15	299.02	201.63	non vérifié

On remarque que la contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée. Donc il faut redimensionner la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire a la contrainte limite de service \bar{t}_s .

La méthode de calcul à suivre et celle de **(BAEL E.III.3.a)**

$$\gamma = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \bar{t}_s}; \quad \cos\{\gamma\} = \frac{\gamma - 1}{2}; \quad r = 1 + 2 \times \sqrt{\gamma} \times \cos(240^\circ + \frac{\gamma}{3})$$

$$\bar{t}_{bc} = \frac{\bar{t}_s}{n} \times \frac{r}{1-r} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{r \times b \times d \times \bar{t}_{bc}}{2 \times \bar{t}_s}$$

Tableau .VI.3: Redimensionnement de la section d'acier

Localisation		M_{ser} (KN.m)	γ	$\{\gamma\}$ (°)	r	\bar{t}_{bc} (MPa)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté	S_t (cm)
travée	xx	115.04	1.190	39.63	0.369	7.87	21.60	2.44	7HA20 = 21.98	15
	yy	107.96	1.178	38.58	0.360	7.56	20.26	2.40	7HA20 = 21.98	15
Appui	xx	67.67	1.111	31.46	0.295	5.63	12.35	3.62	7HA16 = 14.07	15
	yy	63.51	1.104	30.58	0.287	5.41	11.56	3.62	6HA16 = 12.06	15

On verifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 21.98\text{cm}^2 > 5.49\text{cm}^2$ Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications des contraintes à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau .VI.4:Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.

Localisation		M_{ser} KN.m	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	\bar{t}_{bc} (MPa)	\bar{t}_b (MPa)	\bar{t}_s (MPa)	\bar{t}_s (MPa)	Observation
travée	xx	115.04	21.98	11.14	163356	7.85	15	199.13	201.63	vérifié
	yy	107.96	21.98	11.14	163356	7.36	15	186.88	201.63	vérifié
appui	xx	67.67	14.07	9.33	117243	5.39	15	178.88	201.63	vérifié
	yy	63.51	12.06	8.76	104018	5.35	15	194.48	201.63	vérifié

- Espacement des barres:

Sens x-x :

$S_t = 15\text{cm} \leq \min(3 \times h_0; 33) = 33\text{cm}$ vérifié.

Sens y-y :

$$S_t = 15\text{cm} \leq \min(4 \times h_0; 45) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

Schéma de ferrailage:

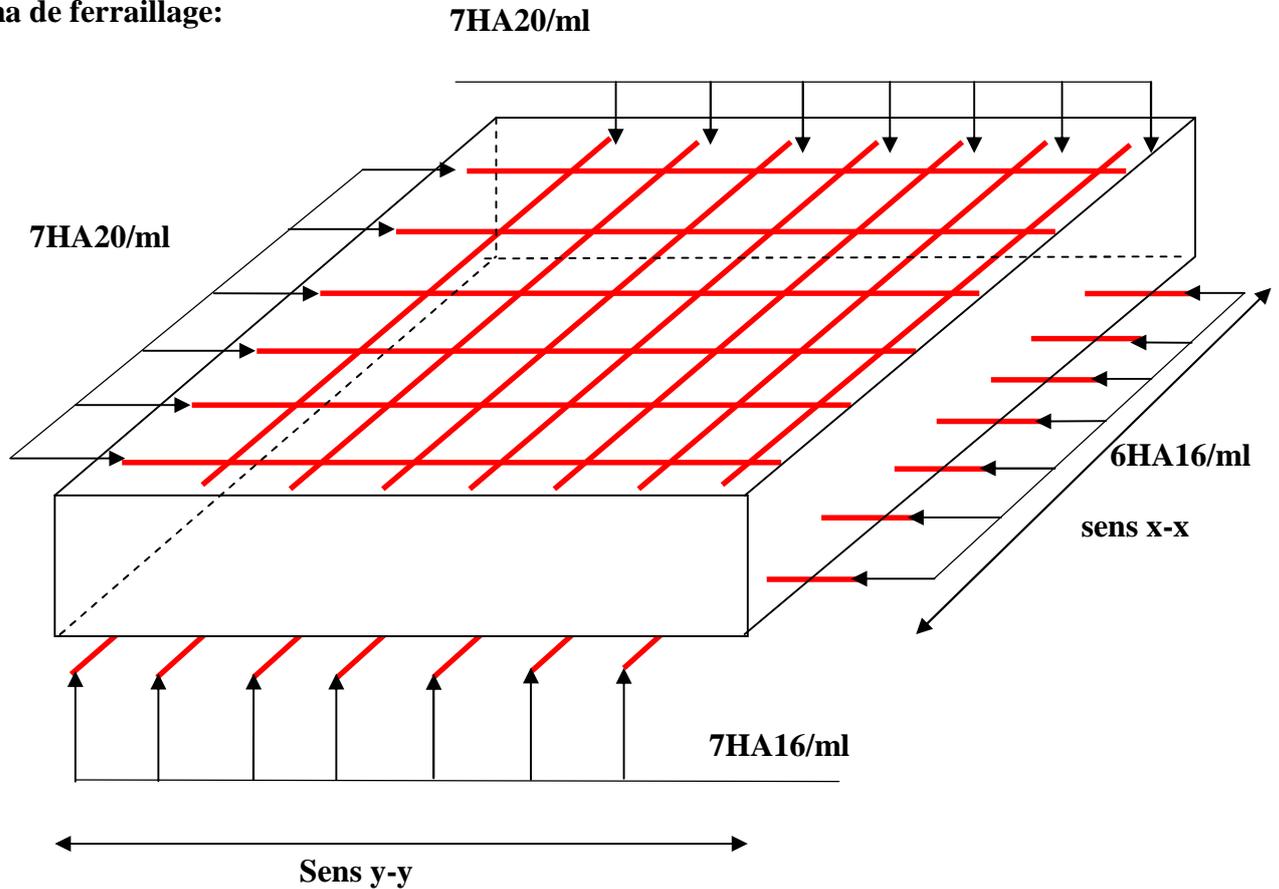


Figure.VI.3:schéma de ferrailage du radier.

➤ Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console de 1.30m de largeur

• A L'ELU :

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 138.93 \times \frac{1.3^2}{2} = 117.39\text{KN.m}$$

La section d'acier est : $A = 11.81 \text{ cm}^2$;

soit : $8\text{HA}14 = 12.32\text{cm}^2$; $S_t = 15\text{cm}$

• A L'ELS :

$$M_{ser} = q_s \times \frac{L^2}{2} = 109.78 \times \frac{1.3^2}{2} = 92.76\text{KN.m}$$

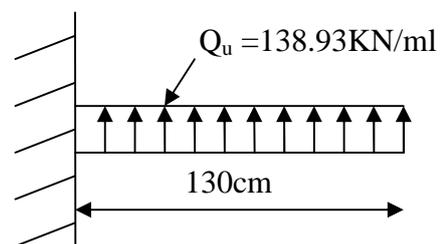


Figure.VI.4 : schéma statique du débord

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

L'effort tranchant de la consol est : $V_u = q_u \times L = 138.93 \times 1.3 = 180.60KN$

$$\tau_u = \frac{180.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.3} = 0.60MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.3 \times 2.1}{400} = 3.62cm^2 \leq A_s \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.5. Etude des nervures :

- Définition :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- Les sollicitations sur les nervures:

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot, car on a des charges élevées et la fissuration est préjudiciable.

• **Charges trapézoïdales:**

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{g}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{d}{3} \right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{d}{2} \right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

• **Charges triangulaires:**

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec:

q_M :Charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_v :C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant que la charge réelle.

l_{xd} :La plus petite portée du panneau de la dalle qui se situe à droite de la nervure.

l_{yg} :La plus grande portée du panneau de la dalle qui se situe à droite de la nervure.

l_{xg} :La plus petite portée du panneau de la dalle qui se situe à gauche de la nervure.

l_{yg} :La plus grande portée du panneau de la dalle qui se situe à gauche de la nervure.

$$\dots_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \dots_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

- $q_u = 138.93 \text{ KN/m}^2$

- $q_s = 109.78 \text{ KN/m}^2$

• **Moments aux appuis:** $M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moment en travée :**

$$M_i(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• **Sens X-X :**

Tableau .VI.5:Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		x (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	3.80	3.80	394.71	-106.868	-565.74	1.59	394.61
B-C	4.00	3.20	366.31	-565.74	-722.01	1.89	90.82
C-D	5.10	4.08	481.10	-722.01	-745.42	2.54	830.48
D-E	4.20	3.36	381.34	-745.42	-828.66	2.04	54.35
E-F	4.75	4.75	398.00	-828.66	-168.37	2.81	746.41

- Sens Y-Y:

Tableau .VI.6:Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	5.30	5.30'	475.60	-250.49	-1131.76	2.30	1007.88
B-C	3.50	2.80	324.17	-1131.76	-298.99	2.48	131.67
C-D	3.50	2.80	324.17	-298.99	-1131.76	1.01	131.67
D-E	5.30	5.30	475.6	-1131.76	-250.49	3	1007.88

➤ **Le Ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

$h_t = 0.8m, h_0 = 0.3m$

$b_0 = 0.65$ (largeur de poteau)

$d = 0.75m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{5.3}{10}; \frac{5.1}{2})$

$b_1 \leq \min(0.53; 2.55)$

soit : $b_1 = 0.50m$

Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 50 + 65 = 165cm$.

Les résultats de ferrailage (données par le programme **SOCOTEC** voir Annexe 04) sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.7:Résultats de ferrailage des nervures.

Le sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
yy	Travée	1007.88	40.24	5HA20+5HA25=40.25
	Appui	1131.76	45.43	10HA25=49.09
xx	Travée	830.48	32.90	8HA20+2HA25=34.94
	Appui	828.66	32.83	8HA20+2HA25=34.94

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$\ddagger_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\ddagger} = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$

Tableau .VI.8:Vérification de la contrainte tangentielle.

Sens	Vu (KN.m)	\dagger_{bu} (MPa)	$\bar{\dagger}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens xx	1231.39	0.99	2.5	Vérifiée
Sens yy	1426.61	1.15	2.5	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **État limite de compression du béton :**

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\dagger}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

On doit vérifier que : $\dagger_s \leq \bar{\dagger}_s$

Avec : $\dagger_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$

$$\bar{\dagger}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times y\right) = 240 MPa ; y=1.6$$

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

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.9:Vérification des contraintes dans les nervures.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	\dagger_{bc} (MPa)	$\bar{\dagger}_b$ (MPa)	\dagger_s (MPa)	$\bar{\dagger}_s$ (MPa)	Observation
Travée	xx	860.69	34.94	18.88	2020771.3	8.04	15	358.53	201.63	non vérifié
	yy	790.63	40.25	20.05	2266332.9	6.99	15	287.53	201.63	non vérifié
Appui	xx	725.77	34.94	18.88	2020771.3	6.78	15	302.32	201.63	non vérifié
	yy	888.65	49.09	21.79	2653859.7	7.29	15	267.25	201.63	non vérifié

On remarque que les contraintes dans les aciers n'est pas vérifiée. Donc il faut redimensionner la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service \bar{f}_s .

La méthode de calcul à suivre est celle de **(BAEL E.III.3.a)**

$$\rho = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \bar{f}_s}; \quad \cos\{\rho\} = \rho^{\frac{3}{2}}; \quad r = 1 + 2 \times \sqrt{\rho} \times \cos(240^\circ + \frac{\rho}{3})$$

$$\bar{f}_{bc} = \frac{\bar{f}_s}{n} \times \frac{r}{1-r} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{r \times b \times d \times \bar{f}_{bc}}{2 \times \bar{f}_s}$$

Tableau .VI.10: Redimensionnement de la section d'acier

Localisation		M (KN)	ρ	ρ (°)	r	\bar{f}_{bc} (MPa)	A_{cal} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté	S_t (cm)
travée	XX	860.69	1.137	34.42	0.322	6.38	63.04	5HA32+5HA25=64.75	15
	YY	790.63	1.126	33.18	0.311	6.06	57.83	6HA32+4HA20=60.80	15
appui	XX	725.77	1.116	31.98	0.300	5.77	53.11	5HA20+5HA32=55.90	15
	YY	888.65	1.142	34.97	0.327	6.53	65.52	6HA32+4HA25=67.88	15

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 60.80 \text{ cm}^2 > 16.18 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications des contraintes à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau .VI.11: Vérification des contraintes des nervures du radier après redimensionnement de la section d'acier.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	\bar{f}_{bc} (MPa)	\bar{f}_b (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	Observation
Travée	XX	860.69	64.75	24.40	3285722.6	6.39	15	198.79	201.63	Vérifié
	YY	790.63	60.80	23.79	3132223	6.00	15	193.88	201.63	Vérifié
Appui	XX	725.77	55.90	22.99	2936488.6	5.68	15	192.81	201.63	Vérifié
	YY	888.65	67.88	24.87	3404792.1	6.49	15	196.24	201.63	Vérifié

- Armatures transversales

$$w_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; w_t\right) \Rightarrow w_t \leq \min(22.8mm; 60mm; 25mm) = 25mm \quad \text{Soit : } w_t = 10mm$$

Soit : $4HA10 = 3.14cm^2 \Rightarrow (2cadre)$

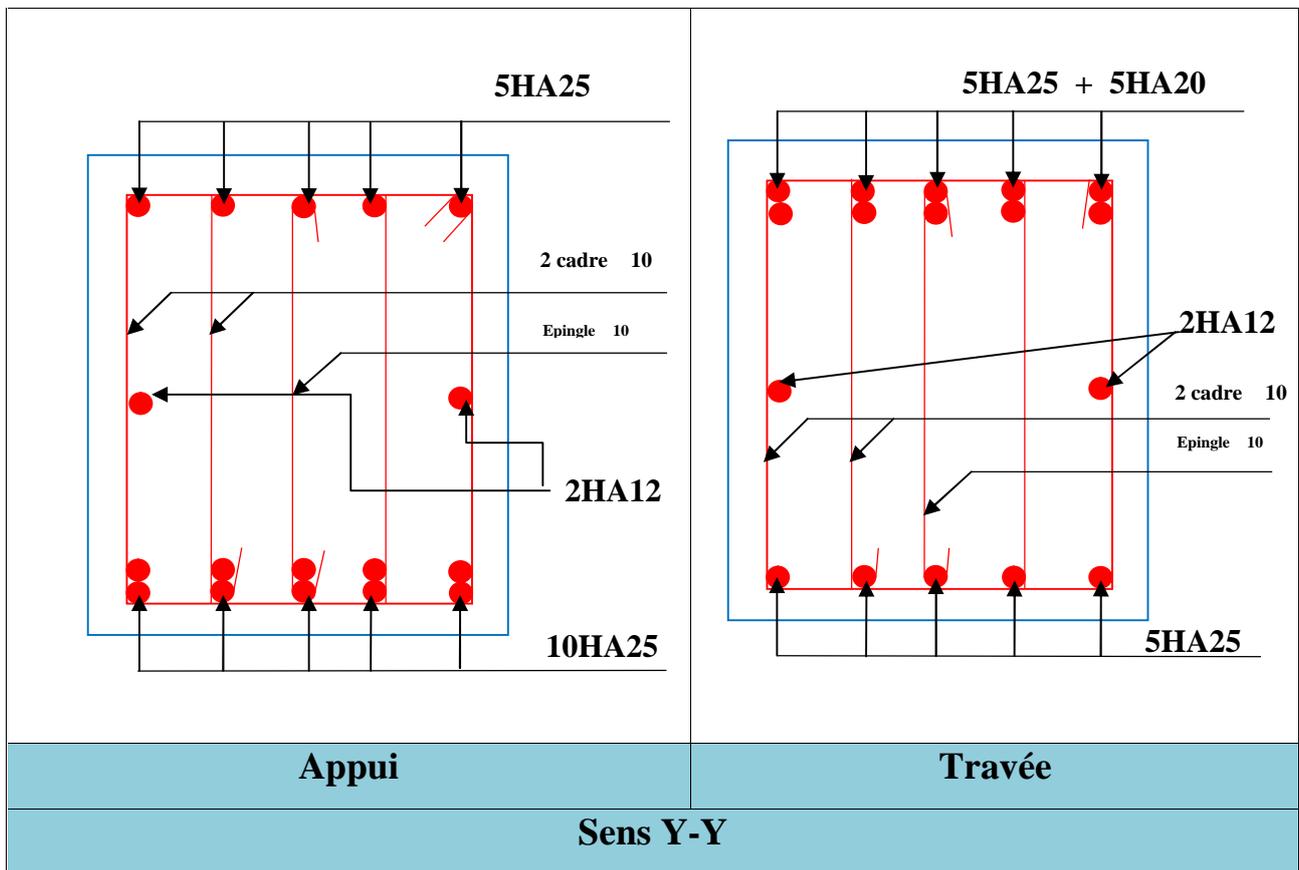
- Espacement des aciers transversaux :

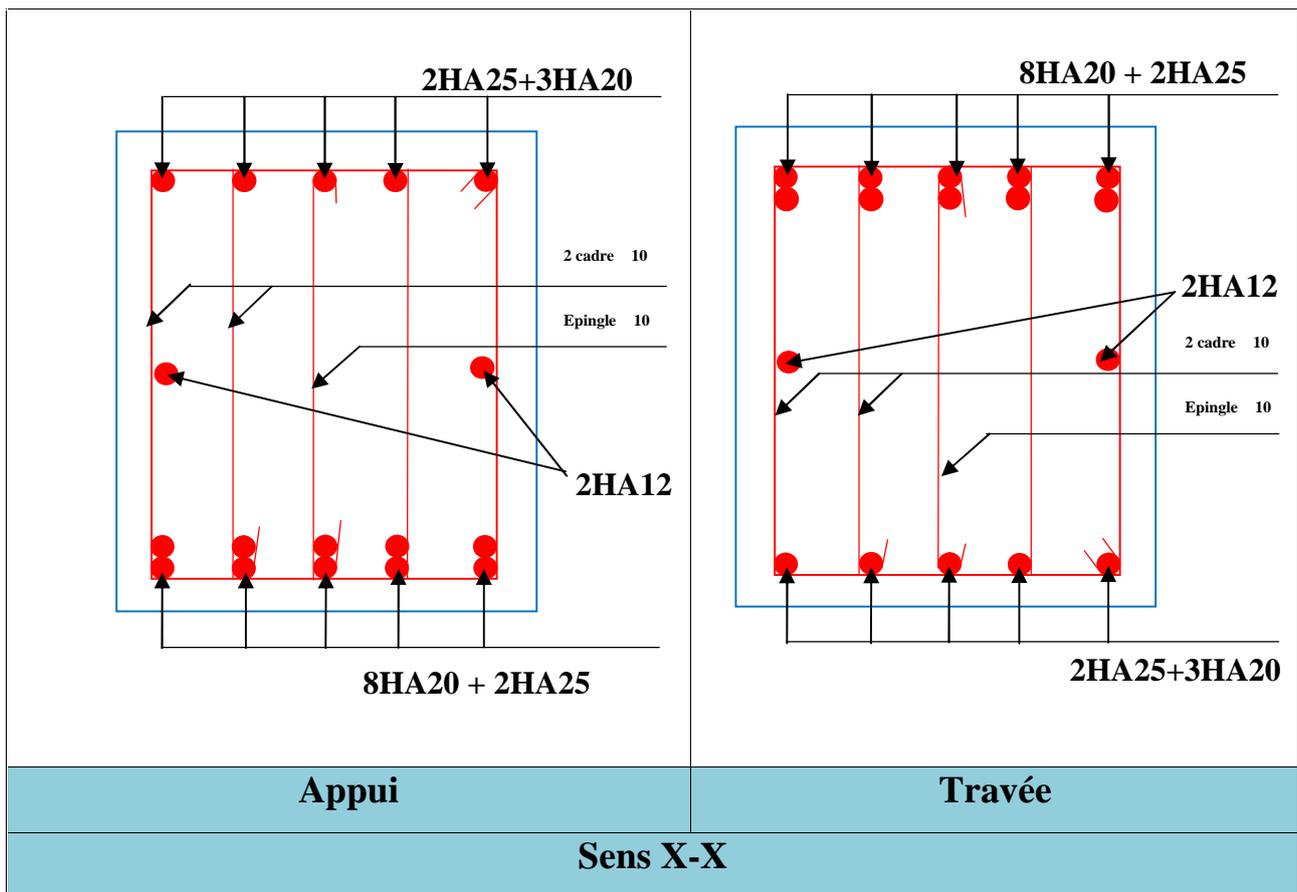
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; w_{t\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(21.25; 12; 16) = 12cm \quad \text{Soit : } S_t = 10cm$$

On prend $S_t = 10cm$ en zone nodale et 15cm en zone courante.

- Schémas de ferrailage des nervures :

Tableau .VI.12: Schéma de ferrailage des nervures





IV.6. Etude du voile périphérique :

VI.6.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

a) Dimensionnement

La hauteur $h=3.06$ m

La longueur $L_y=5.30$ m

Selon le **RPA 99/version2003**

$e \geq 15$ cm ; On prend $e = 20$ cm

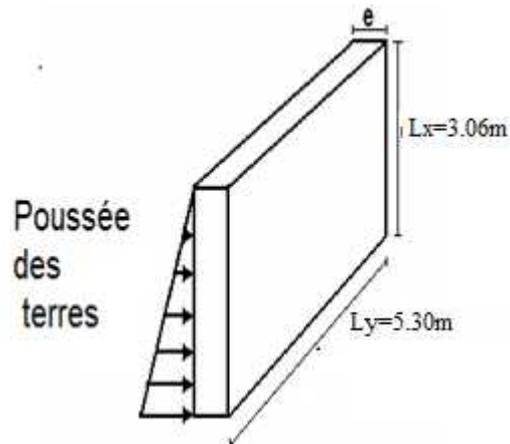


Figure.VI.6: Voile périphérique

b) Caractéristiques géotechniques du sol

L'angle de frottement interne : $w = 13^\circ$

La cohésion : $C = 0.38 \text{ KN/m}^2$

Poids volumique des terres humides : $\gamma_h = 19.30 \text{ KN/m}^3$

c) Evaluation des charges et surcharges

• La poussée des terres sur le rideau

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{f}{4} - \frac{\xi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{f}{4} - \frac{\xi}{2})$$

$$G = 3.06 \times (19.30 \times \text{tg}^2(\frac{f}{4} - \frac{13}{2})) = 37.36 \text{ KN/ml}$$

• Surcharges accidentelle :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2(\frac{f}{4} - \frac{\xi}{2}) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2(\frac{f}{4} - \frac{13}{2}) = 6.32 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Ferrailage du voile :

Le voile s'est appuyé sur la structure (poteau – poutre) la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

• A l'ELU

$$\dagger_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \dagger_{\min} = 9.49 \text{ KN/m}^2.$$

$$\dagger_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow \dagger_{\max} = 59.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\dagger_{\text{moy}} = \frac{3 \times 59.91 + 9.49}{4} = 47.30 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \dagger_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 47.30 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{aligned} L_x &= 3.06m \\ L_y &= 5.30m \quad b = 100cm, e = 20cm \end{aligned}$$

$$\dots = \frac{l_x}{l_y} = 0.57 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \sim_x = 0.0865 \\ \sim_y = 0.2582 \end{cases} ; q_u = 47.30KN/ml$$

$$M_x^0 = \sim_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 38.31KN.m \quad ; \quad M_y^0 = \sim_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 9.89KN.m$$

En travée

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.75 \times M_x^0 = 28.73KN.m$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.75 \times M_y^0 = 7.41KN.m$$

En appui

$$M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 19.15KN.m$$

• À L'ELS

$$\dagger_{\min} = Q = 6.32KN/m^2$$

$$\dagger_{\max} = G + Q = 43.68KN/m^2$$

$$\dagger_{\text{moy}} = \frac{3 \times \dagger_{\max} + \dagger_{\min}}{4} = 34.34KN/m^2$$

$$\dots = 0.57 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \sim_x = 0.0910 \\ \sim_y = 0.4357 \end{cases}$$

$$q_s = \dagger_{\text{moy}} \times 1ml = 34.34KN/ml$$

$$M_0^x = \sim_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 29.26KN.m \quad ; \quad M_0^y = \sim_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 12.74KN.m$$

En travée :

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 21.94KN.m$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 9.55KN.m$$

En appui :

$$M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 14.63KN.m$$

Le tableau suivant résume les étapes du ferrailage du voile périphérique :

Tableau .VI.13: Section des armatures du voile périphérique.

Localisation		\tilde{b}_u	r	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)
En travée	xx	0.062	0.080	0.174	4.74	5HA12=5.65
	yy	0.016	0.020	0.178	1.19	5HA10=3.93
En appui		0.041	0.052	0.176	3.12	5HA10=3.93

➤ Vérifications à L'ELU

- Espacement des armatures

Armatures // L_x : $St = 20cm \quad \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St = 20cm \quad \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_{min}^x = \dots_0 \times \frac{3-\dots}{2} \times b \times h_r \Rightarrow A_{min}^x = 1.94cm^2 \dots\dots\dots C'est vérifiée \\ A_{min}^y = \max(\dots_0 \times b \times h_r; \frac{A_t^x}{4}) \Rightarrow A_{min}^y = 1.6cm^2 \dots\dots\dots C'est vérifiée \end{cases}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$\dagger_u \leq \bar{\dagger} = 1.25MPa.$

sens x-x:

$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 48.24KN$

$\dagger_u = \frac{48.24}{1 \times 0.18} = 0.26MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots Condition vérifiée.$

sensy-y:

$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\dots}{2})} \Rightarrow V_y = 56.15KN$

$\dagger_u = \frac{56.15}{1 \times 0.18} = 0.31MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots Condition vérifiée.$

➤ Vérifications à L'ELS :

- Vérification de l'état limite de compression du béton

On doit vérifier :

$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\dagger} = 15MPa ; \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 MPa$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{f}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{y f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.14: Vérification des contraintes dans le voile périphérique.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	\dagger_{bc} (MPa)	$\bar{\dagger}_{bc}$ (MPa)	\dagger_s (MPa)	$\bar{\dagger}_s$ (MPa)	Observation
travée	x-x	21.94	5.65	5.58	18864.60	6.489	15	216.67	201.63	Non Vérifié
	y-y	9.55	3.93	4.05	13694.03	2.82	15	145.92	201.63	Vérifié
Appui		14.63	3.93	6.96	18426.80	5.525	15	131.47	201.63	Vérifié

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée. Donc il faut redimensionner la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\dagger}_s$.

La méthode de calcul à suivre est celle de (BAEL E.III.3.a)

$$\rho = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \bar{\dagger}_s}; \quad \cos\{\rho\} = \rho^{\frac{-3}{2}}; \quad r = 1 + 2 \times \sqrt{\rho} \times \cos(240^\circ + \frac{\rho}{3})$$

$$\dagger_{bc} = \frac{\bar{\dagger}_s}{n} \times \frac{r}{1-r} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{r \times b \times d \times \dagger_{bc}}{2 \times \bar{\dagger}_s}.$$

Tableau .VI.15: Redimensionnement de la section d'acier

Localisation	M (KN)	ρ	$\{\rho\}$ (°)	r	\dagger_{bc} (MPa)	A_{cal} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté	S_t (cm)
Travée XX	21.94	1.10	29.91	0.281	5.25	6.58	6HA12=6.79	15

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 60.80 \text{ cm}^2 > 16.18 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications des contraintes à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau .VI.16: Vérification des contraintes du voile périphérique après redimensionnement de la section d'acier.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	\dagger_{bc} (MPa)	$\bar{\dagger}_b$ (MPa)	\dagger_s (MPa)	$\bar{\dagger}_s$ (MPa)	Observation
Travée XX	21.94	6.79	5.12	21370.26	15	5.25	198.35	201.63	Vérifié

- Schéma de ferrailage :

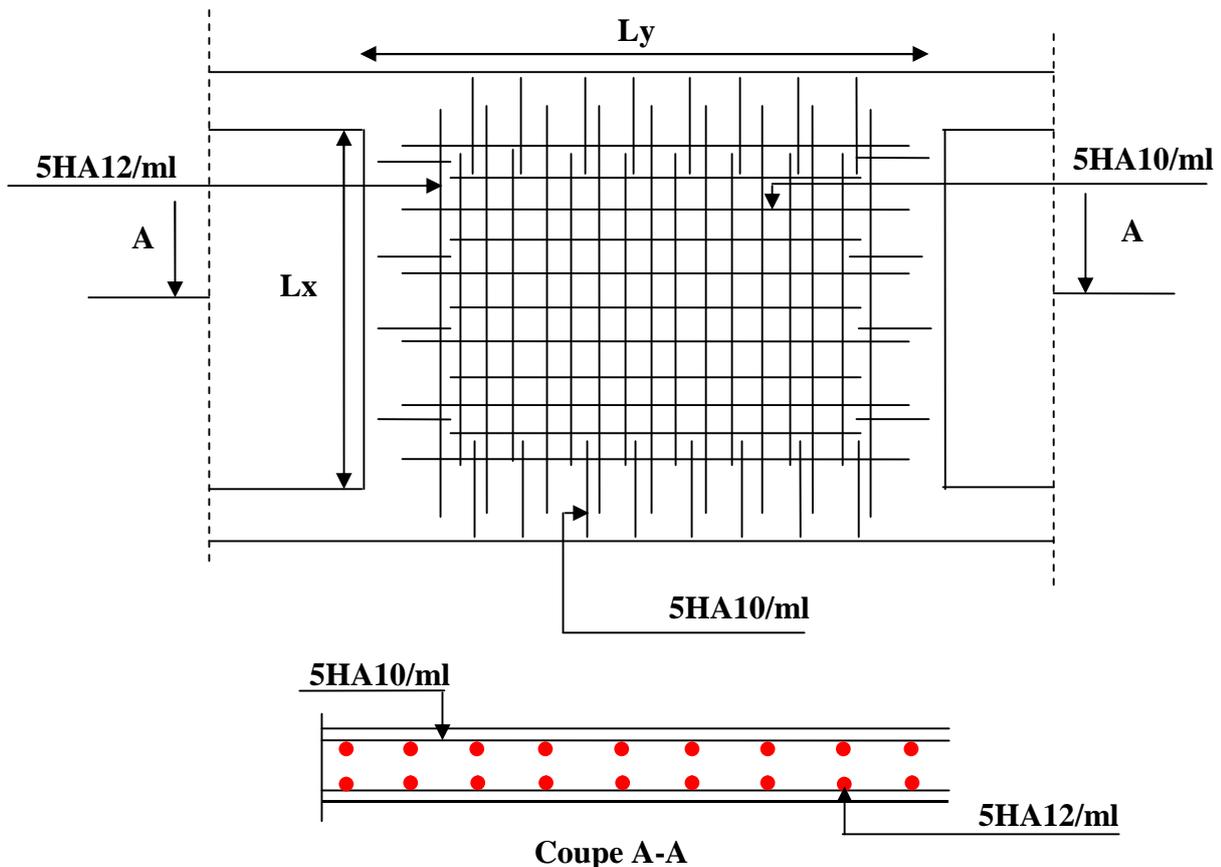


Figure.VI.7:Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.7.Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Vue à l'importance du poids de notre structure et à la capacité portance de (1.2 bars), et pour éviter le chevauchement des semelles isolées et les semelles filantes, on a opté pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

Un voile périphérique d'une hauteur de 3.06m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur le sous-sol, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines renversés reposant sur quatre appuis.

Conclusion générale.

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Le but recherché est d'avoir un bon comportement de la structure vis-à-vis de séisme et d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie. Pour cela, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

La réalisation de ce travail, nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- ✚ La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- ✚ La période de vibration de la structure dépend essentiellement de la rigidité des éléments qui la constitue en particulier les voiles et les poutres.
- ✚ Les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA 99, cela est dû au surdimensionnement de leurs sections.
- ✚ La vérification de l'effort normal réduit conduit à une augmentation substantielle des sections des poteaux et cette vérification ne doit pas être négligé.
- ✚ La stabilité de la structure est assurée avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet $P-\Delta$.
- ✚ Le choix d'un bon site joue un rôle très important dans la stabilité de la structure.

- ✚ L'utilisation du logiciel SAP2000 nous a permis de faciliter les calculs, d'avoir une simulation proche de la réalité et un gain de temps important dans l'analyse de cette structure.

En fin l'objet principale de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

BIBLIOGRAPHIE

Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000

Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.

DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition Décembre 1993.

Cours de béton armé, en L3 et M1 Génie Civil.

DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

Anciens mémoires de fin d'étude.