REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème
Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC + 5 étages)

Présenté par

BENKORTBI Sidali

SALEM Youcef

Proposé et Dirigé par

Mr. TALAICHE Zoheir

Promotion 2020

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre promoteur Mr : TALAICHE Zoheir de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

On remercie Mr.OULD Turki Benaissa , de nous avoir aidé à réaliser ce travail.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime.

Je dédie très chaleureusement ce modeste travail :

A Ma maman que dieu le garde et préserve et à mon père a son âme.

À Mes frères et ma sœur.

À tous mes oncles et mes tantes et à toute la famille SALEM.

À mon ami et mon binôme « BENKORTBI Sidali ».

Une dédicace particulière à tous mes amis.

À mes très chers collègues et toute la promotion 2020.

Et spécialement à l'ingénieur Mr. OULD TURKI Benaissa.

Et tous ceux qui ont contribué à la réussite de ce modeste travail.

Youcef.S

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime.

Je dédie très chaleureusement ce modeste travail :

À Mes très chers parents

À Mes frères et mes belles-sœurs.

À tous mes oncles et mes tantes et à toute la famille BENKORTBI.

À mon ami et mon binôme « SALEM Youcef ».

Une dédicace particulière à tous mes amis.

À mes très chers collègues et toute la promotion 2020.

Et spécialement à l'ingénieur Mr. OULD TURKI Benaissa.

Et tous ceux qui ont contribué à la réussite de ce modeste travail.

Sidali.B

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة والمتكونة من طابق أرضي + خمسة طوابق مخصصة للاستخدام السكني، من المقرر إنشاء البناية المدروسة في ولاية المدية والمصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال متوسط (منطقة 2).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة+ الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل RPA 99 version 2003.

- قواعد حساب الخرسانة المسلحة CBA93 .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج « SAP2000 V20.2.0» .

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات.

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en RDC + 5 étages, qui sera implantée dans la Wilaya de MEDEA, qui est classé comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

La résistance de la structure aux charges verticales et horizontales est assurée par un système portique contreventé par des voiles porteurs.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.0 ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

ABSTRACT

This project aims to study the reinforced concrete structure which contains (ground floor + 5 floors) for residential use. It will be built in province of MEDEA, which is classified as seismic zone of a medium level (Zone IIa).

The strength of the structure elements to the vertical and the horizontal loads is insured by a frame system strengthened with shear walls.

The seismic study was on a digital model using the program « SAP2000 », and the construction laws and rules in Algeria was respected and considered: Algerian anti-seismic regulations (RPA99 version2003) and Reinforced concrete calculation regulations (CBA93).

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

SOMMAIRE

CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction 2
I.2. Presentation De L'ouvrage 2
I.3. Caracteristique geometrique de l'ouvrage 2
I.3.1.Dimension en plan 2
I.3.2.Dimension en élévation 2
I.4. Classification de l'ouvrage 2
I.4.1.Classification des zones sismiques 2
I.4.2.Classification d'importance de l'ouvrage 3
I.4.3.Classification des sols 3
I.4.4.Classification des systèmes de contreventement 3
I.5. Conception structurelle 3
I.5.1.Planchers 3
I.5.2.Balcons 3
I.5.3.Escaliers 3
I.5.4.Maçonnerie 3
I.5.5.Revêtement 4
I.5.6.Acrotère 4
I.6. Caracteristique des materiaux 4
I.6.1. Béton 4
I.6.2. Acier 4
I.6.2.1.Types d'aciers 5

CHAPITRE II.PREDIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANS

II.1. Introduction 6
II.2. Planchers 6
II.2.1.Plancher à corps creux 6
II.2.2.Plancher dalle pleine 7
II.3. Evaluation des charges et des surcharges 7
II.3.1.Maçonnerie 7
II.3.2.Plancher à corps creux 8
II.3.2.1. Plancher terrasse inaccessible 8
II.3.2.2. Plancher courant 9

II.3.3.Surcharge d'exploitation « Q » 9
II.4. Poutres 9
II.5. Poteaux 10
II.5.1. Calcul de l'effort normal ultime [N_{ultime}] 10
II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité : 12
II.5.3. Décent des charges : 12
II.5.4.Verification de l'effort N_u : 14
II.5.5.Vérification des dimensions des poteaux 14
II.5.6.Vérification des zones nodales 14
II.5.7.Conclusion 15
II.6. Voiles 15
II.7. Longrines 16
II.8. Conclusion 16
CHAPITRE III.CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES
III.1. Introduction 17
III.2. Acrotere 17
III.2.1. Introduction 17
III.2.2. Principe de calcul 17
III.2.3. Calcul de ferraillage à L'ELU 17
III.3. Escalier 18
III.3.1. Introduction 18
III.3.2. Etude d'escalier 18
III.3.2.1. Dimensionnement 18
III.3.2.2. Evaluation des charges et surcharges de l'escalier 19
III.3.2.3.Détermination des efforts 20
III.3.2.4. Détermination des sollicitations à l'ELU et l'ELS 21
III.3.2.5. Calcul de ferraillage à l'ELU 22
III.3.2.6. Vérification à l'ELS 22
III.3.2.7. Vérification des espacements et la contrainte tangentielle 22
III.3.2.8. Condition de non fragilité 23
III.3.2.9. Vérification de la flèche 23
III.4. Calcul de la poutre paliere 23
III.4.1. Introduction 23
III.4.2. Evaluation des charges 24
III.4.3. Détermination des efforts 24

III.4.4. Calcul de ferraillage à l'ELU 24
III.4.5. Vérification des armatures longitudinales selon les règlements 24
III.4.6. Vérifications à l'ELS 25
III.4.7. Vérification de cisaillement de la poutre palière 25
III.4.8. Calcul des armatures transversales 25
III.4.9. Vérification de la flèche 26
III.5. Plancher a corps creux 26
III.5.1. Calcul des poutrelles 27
III.5.2. Disposition des poutrelles 27
III.5.3. Types des poutrelles 27
1) Sollicitations du plancher étage courant (usage habitation) 29
2) Sollicitations du plancher étage terrasse (usage habitation) 30
3) Résultat final 31
III.5.4. Ferraillage des poutrelles 31
III.5.4.1. Calcul du ferraillage à l'ELU 31
III.5.4.2.Vérification à L'ELS 32
III.5.4.3.Vérification de l'effort tranchant 32
III.5.4.4.Armatures transversales 32
III.5.4.5.Vérification de la flèche 32
III.5.5. Conclusion du calcul des poutrelles 33
III.6. Dalle de compression 33
III.7. Dalles pleines 34
III.7.1. Méthode de calcul 34
III.7.2. Calcul de la dalle pleine 34
III.7.2.1. Dalle Pleine Triangulaire « Type 1 » 35
III.7.2.2. Dalle Pleine Rectangulaire « Type 2 » 38
III.7.2.3. Dalle Pleine de la toiture pyramide « Type 3 » 40
III.8. Conclusion 42

CHAPITRE IV.ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction 46
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 46
IV.2.1. Centre de masse 46
IV.2.2. Centre de rigidité 46
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants 47
IV.2.3.1. Les poteaux 47

IV.2.3.2. Les refends pleins (voiles pleines) 47
IV.2.4. Excentricité statique (théorique) 48
IV.2.5. Excentricité accidentelle 48
IV.3. Modélisation de la structure 48
IV.3.1. Introduction 48
IV.3.2. Modélisation 48
IV.3.3. Analyse de notre structure 49
IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité 50
IV.3.3.2. Excentricité 50
IV.4. Choix de la méthode de calcul 51
IV.4.1. Introduction 51
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale 51
IV.4.2.1. Principe de la méthode 51
IV.4.2.2. Modélisation 51
IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul 51
IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A 52
IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η 52
IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R 52
IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q 53
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 54
IV.4.3.1. Analyse modale 54
IV.4.3.1.1. Comportement modal 54
IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) 55
IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique 55
IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure 55
a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 55
b) Vérification de la stabilité au renversement 57
c) Vérification des déplacements inter-étage 58
d) Vérification de l'effet P-Δ. 59
IV.4.3.2.2. Résistance des éléments 60
a) Vérification de cisaillement des éléments 60
b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux 62
IV.5. Conclusion 63

CHAPITRE V.FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

V.1. Introduction 64
V.2. Ferraillage des poutres 64
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres 64
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 65
V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 65
V.2.4. Ferraillage transversal des poutres 65
V.2.5. Vérification de la flèche 66
V.3. Ferraillage des poteaux 68
V.3.1. Calcul de ferraillage à L'ELU ou L'ACC 68
V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal 68
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage 68
V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS 69
V.3.2. Armatures transversales 69
V.4. Ferraillage des voiles 71
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 71
V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales 71
V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS 72
V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU 73
V.4.1.4. Armatures horizontales 73
V.4.1.5. Les armatures transversales 74
V.4.2. Ferraillage des linteaux 74
V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple 74
V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux A_l 74
V.4.2.1.2. Aciers transversaux A_t 74
V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression 75
V.4.2.2.1. Aciers diagonales : 75
V.4.2.2.2. Armatures longitudinales : 75
V.4.2.2.3. Armatures transversales : 75
V.4.2.2.4. Armatures de peau : 75
V.5. Conclusion : 77

CHAPITRE VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction 78
VI.2. Types de fondations 78
VI.3. Caractéristiques du sol 78
VI.4. Choix du type de fondations 79
VI.4.1. Semelle isolée sous poteau 79
VI.4.1.1. Répartition trapézoïdale 79
VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles : 80
VI.4.2. Semelle filante (continue) 81
VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles 81
VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 82
VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement 83
VI.4.2.4. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux 83
VI.5. Calcul de Ferraillage 85
VI.5.1. Semelle isolée 85
VI.5.1.1. Vérification de la stabilité au renversement 86
VI.5.1.2. Vérification de Poinçonnement 86
VI.5.1.3. Calcul du tassement 86
a) Tassement immédiat à L'ELS 86
b) Tassement de consolidation à L'ELS 86
VI.5.2. Semelle filante 86
VI.5.2.1. Sous un voile 86
VI.5.2.2. Sous plusieurs poteaux 87
a) Armatures principales 87
b) Armature de repartitions 87
c) Calcul des armatures longitudinales 88
d) Vérification des contraintes à l'ELS 88
e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage 88
f) Armatures transversales 89
g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3 89
VI.5.3. Ferraillage des longrines 90
VI.5.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime 90
VI.5.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service 91

Liste des figures

CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I. 1.Description d'ouvrage. 2

CHAPITRE II.PREDIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANS

Figure II. 1.Plancher à corps creux 6
Figure II. 2.Section réduite du poteau 10
Figure II. 3.Surface du plancher supportée par le poteau le plus sollicité. 12
Figure II. 4.Position du poteau le plus sollicité 12
Figure II. 5.Conditions des zones nodales. 14
Figure II. 6.Conditions de dimensionnement des voiles. 16

CHAPITRE III.CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III. 1.Dimensions et schéma statique d'acrotère 18
Figure III. 2. Ferraillage de l'acrotère 18
Figure III. 3. Forme de l'escalier 18
Figure III. 4. Schéma statique de l'escalier 19
Figure III. 5. Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier ELU 20
Figure III. 6. Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier ELS 20
Figure III. 7. Diagrammes des efforts internes a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S. 21
Figure III. 8. Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU. 21
Figure III. 9. Ferraillage de la poutre palière 26
Figure III. 10. Dimensions des poutrelles du plancher à corps creux 27
Figure III. 11. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 28
Figure III. 12. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 29
Figure III. 13. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 29
Figure III. 14. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU 30
Figure III. 15. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU 30
Figure III. 16. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS 30
Figure III. 17. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU 30
Figure III. 18. Les sections considérées 31
Figure III. 19. Ferraillage des poutrelles 33
Figure III. 20. Dalle pleine Type 1 : Travail externe 36
Figure III. 21. Dalle pleine type 1: Travail interne 36
Figure III. 22. Dalle pleine Type 2 : Travail externe 38
Figure III. 23. Dalle pleine type 2: Travail interne 38
Figure III. 24. Dalle pleine Type 3 40

Figure III. 25. Dalle pleine type 3: Travail interne 41
Figure III. 26. Dalle pleine Type 3 : Travail externe 41

CHAPITRE IV.ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV. 1. Disposition des voiles (vue en 3D). 49
Figure IV. 2. Disposition des voiles (vue en 2D) 49
Figure IV. 3.Comportement des trois premiers modes. 54

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

Figure V. 1. Disposition des armatures pour les poutres. 66
Figure V. 2.Dessin de ferraillage des poutres principales. 66
Figure V. 3.Dessin de ferraillage des poutres secondaires. 67
Figure V. 4.Disposition des armatures pour le poteau. 70
Figure V. 5.Disposition des voiles. 70
Figure V. 6.Armatures de linteaux. 75
Figure V. 7.Ferraillage de voile (VD1). 76
Figure V. 8.Ferraillage de voile plein (VX3). 76
Figure V. 9.Ferraillage de voile avec ouverture (VX1). 77

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI. 1.Les bulles de pression sous la semelle. 80
Figure VI. 2.chevauchement des bulles de pression sous la semelle. 81
Figure VI. 3.Les dimensions finales des semelles filantes. 84
Figure VI. 4.Ferraillage de semelle isolé 85
Figure VI. 5.shéma sur renversement de semelle isolée. 86
Figure VI. 6.Schéma sur poinçonnement de semelle isolé 86
Figure VI. 7.Ferraillage de poutre de libage. 90
Figure VI. 8.Le ferraillage de semelle filante sous voile. 90
Figure VI. 9.Ferraillage de la longrine. 92

Liste des tableaux

CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I. 1. Autres caractéristiques du béton. 4
Tableau I. 2. Les types des aciers utilisés et leurs nuances. 5
Tableau I. 3. Autres caractéristiques de l'acier. 5

CHAPITRE II.PREDIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANS

Tableau II. 1.Charge permanente du mur simple cloison....7
Tableau II. 2.Charge permanente du mur double cloison....8
Tableau II. 3.Charge permanente du plancher terrasse à corp creux....8
Tableau II. 4.Charge permanente du plancher courant à corps creux 9
Tableau II. 5.Surcharge d'exploitation....9
Tableau II. 6.Prédimensionnement des poutres....10
Tableau II. 7.Calcul d'effort normal N....12
Tableau II. 8.Détermination des charges permanentes....13
Tableau II. 9.Détermination des charges d'exploitation 13
Tableau II. 10.Vérification de l'effort normal 14
Tableau II. 11.Vérification des dimensions des poteaux....14
Tableau II. 12.Vérification aux zones nodales 15

CHAPITRE III.CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III. 1. Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté....17
Tableau III. 2. Charges et surcharges du palier de repos de l'escalier 19
Tableau III. 3. Charges et surcharges de la paillasse de l'escalier 19
Tableau III. 4. Combinaisons des charges dans l'escalier....20
Tableau III. 5. Détermination des sollicitations à l'ELU et l'ELS 21
Tableau III. 6. Calcul du ferraillage à l'ELU 22
Tableau III. 7. Vérification du ferraillage à l'ELS....22
Tableau III. 8. Vérification des espacements et la contrainte tangentielle. 22
Tableau III. 9. Vérification préliminaire de la flèche. 23
Tableau III. 10. Vérification de la flèche. 23
Tableau III. 11. Détermination des efforts 24
Tableau III. 12. Calcul du ferraillage à l'ELU 24
Tableau III. 13. Vérification du ferraillage selon les règlements 24
Tableau III. 14.Vérification du ferraillage à l'ELS....25
Tableau III. 15. Armatures transversales....26
Tableau III. 16. Vérification de la flèche 26
Tableau III. 17.Vérification de la flèche des poutrelles 29
Tableau III. 18. Résultat final des sollicitations....31
Tableau III. 19. Calcul du ferraillage à l'ELU 31
Tableau III. 20. Vérification à l'ELS 32
Tableau III. 21. Vérification de contraintes de cisaillement des poutrelles....32
Tableau III. 22. Vérification de la flèche 33

Tableau III. 23. Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 35
Tableau III. 24. Calcul du travail externe 35
Tableau III. 25. Calcul du ferraillage à l'ELU 37
Tableau III. 26. Vérification à l'ELS 37
Tableau III. 27. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU 37
Tableau III. 28. Vérifications préliminaires de la flèche 38
Tableau III. 29. Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 38
Tableau III. 30. Calcul du travail externe 38
Tableau III. 31. Calcul du ferraillage à l'ELU 39
Tableau III. 32. Vérification à l'ELS 39
Tableau III. 33. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU 39
Tableau III. 34. Vérification préliminaire de la flèche. 40
Tableau III. 35. Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine. 40
Tableau III. 36. Calcul du travail externe 41
Tableau III. 37. Calcul du ferraillage à l'ELU 41
Tableau III. 38. Vérification à l'ELS 41
Tableau III. 39. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU 42
Tableau III. 40. Vérification préliminaire de la flèche. 42

CHAPITRE IV.ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV. 1.Centre de masse et centre de torsion. 50
Tableau IV. 2.Excentricité suivant les deux directions. 50
Tableau IV. 3.Justification du coefficient de comportement R - sur X 52
Tableau IV. 4.Justification du coefficient de comportement R - sur Y 53
Tableau IV. 5.détermination du facteur de qualité Q de la structure. 53
Tableau IV. 6.Le comportement des trois premiers modes. 54
Tableau IV. 7.Comportement des trois premiers modes. 55
Tableau IV. 8.Les valeurs de la force sismique 57
Tableau IV. 9.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 57
Tableau IV. 10.Valeurs des moments de stabilité et de renversement. 58
Tableau IV. 11.Vérification des déplacements inter-étage suivant X. 59
Tableau IV. 12.Vérification des déplacements inter-étage suivant Y. 59
Tableau IV. 13.Vérification de l'effet P-Δ. 60
Tableau IV. 14.Vérification de cisaillement des poutres. 61
Tableau IV. 15.Vérification de cisaillement des Poteau. 62
Tableau IV. 16.Vérification de cisaillement des voiles suivant X. 62
Tableau IV. 17.Vérification de cisaillement des voiles suivant Y. 62
Tableau IV. 18.Vérification de cisaillement des voiles diagonales. 63
Tableau IV. 19.Vérification de l'effort normal réduit. 63
Tableau IV. 20.Dimensions finales des éléments. 64

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V. 1. La section calculée d'armatures des poutres 64
Tableau V. 2.La section choisie d'armatures des poutres. 64
Tableau V. 3.Vérification des contraintes des poutres à l'ELS. 65
Tableau V. 4.Vérification de section d'armatures. 65

Tableau V. 5.Vérification des contraintes de cisaillement. 65
Tableau V. 6.La section d'armatures transversales. 66
Tableau V. 7.Vérification préliminaire de la flèche des poutres. 66
Tableau V. 8.Vérification de la flèche des poutres principales. 66
Tableau V. 9.Vérification de la flèche des poutres secondaires. 67
Tableau V. 10.La section d'armatures des poteaux. 69
Tableau V. 11.Vérification des contraintes à l'ELS. 69
Tableau V. 12.La section d'armatures transversales des poteaux. 70
Tableau V. 13.Règlements de calcul du ferraillage. 72
Tableau V. 14.La section calculée d'armatures verticales des voiles 72
Tableau V. 15.La section choisie d'armatures verticales des voiles. 72
Tableau V. 16.Vérification des contraintes des voiles. 73
Tableau V. 17.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles. 73
Tableau V. 18.La section d'armatures horizontales des voiles. 74
Tableau V. 19.Choix de la méthode de calcul. 76
Tableau V. 20.La section d'armatures des linteaux 77
Tableau V. 21.La section choisie d'armatures des linteaux 77

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI. 1. Dimensionnement initial des semelles isolées à l'ELS. 80
Tableau VI. 2.Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 82
Tableau VI. 3.Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS. 82
Tableau VI. 4.Vérification de la stabilité au renversement. 83
Tableau VI. 5.Dimensionnement de la poutre de libage. 84
Tableau VI. 6.Dimensionnement & vérifications des contraintes à L'ELS. 85
Tableau VI. 7.Ferraillage des semelles isolées à L'ELU ou ACC. 85
Tableau VI. 8.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles. 87
Tableau VI. 9.Ferraillages des semelles filantes sous un voile. 87
Tableau VI. 10.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau. 87
Tableau VI. 11.Ferraillages des armatures principales de la semelle. 87
Tableau VI. 12.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. 88
Tableau VI. 13.Détermination des sollicitations de la poutre de libage. 88
Tableau VI. 14.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU. 88
Tableau VI. 15.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 89
Tableau VI. 16.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 89
Tableau VI. 17.Ferraillage longitudinal des longrines. 91
Tableau VI. 18.Vérification de contrainte à L'ELS des longrines. 91
Tableau VI. 19.Calcul des armatures transversales des longrines. 91

NOTATIONS

➢ MAJUSCULES ROMAINES :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min}: : Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

S .P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_0 : moment isostatiqe.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

T_W : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

T_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

F : effort de traction.

D : débord de radier.

S_t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep} : Espacement de répartition.

- **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té).

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

e_p : Epaisseur.

a : épaisseur de voile.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement.

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

- **MAJUSCULES GRECQUES :**

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

- **Minuscules grecques :**

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

- **AUTRES NOTATIONS :**

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Dur : Durable.

ACC : Accidentelle.

R_{AG} ,R_{AQ} : Réactions d'appuis de la poutre palière

V_x , V_y , V_D : Les voiles suivants les directions x et y , et diagonale .

[1] : Règlement Parasismique Algérien RPA version 2003.

[2] : CBA93.

[3] : DTR B.C.2.2.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures de bâtiment est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette dernière vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master.

Dans le cadre de la réalisation du projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude de la structure porteuse d'un bâtiment situé à Willaya de Médéa. Le bloc en question est à usage multiple (habitation) constitué d'Un rez-de-chaussée (RDC) + cinq étages.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions.
- ✓ Le deuxième chapitre traite le calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.
- ✓ Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.
- ✓ Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20.2.0 ». en présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.
- ✓ Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.
- ✓ Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol et règlementation en vigueur.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION

Le but principal de l'étude d'une structure en béton armé est la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. En parallèle, l'étude devrait être économique, sans oublier l'aspect esthétique. Cela nécessite une connaissance de base touchant plusieurs disciplines en l'occurrence : le calcul des structures et la mécanique des sols. Mais, avant de commencer les calculs, on devrait bien connaitre notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa structure. À cet effet, on va consacrer ce chapitre pour faire une description générale de notre bâtiment et donner quelques définitions de base.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre ouvrage s'agit d'un bâtiment en RDC+5 en béton armé, ce projet constitué d'un bloc angle à usage habitation implanté à TABLAT, Wilaya de MEDEA, C'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon la classification du RPA99version2003 [1].

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 [2] ainsi que le règlement parasismiques RPA99version2003 [1].

I.3. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE

I.3.1 .Dimension en plan

- Longueur total du bâtiment : 26,45 m
- Largeur total du bâtiment : 26,45 m

I.3.2 .Dimension en élévation

- Hauteur total du bâtiment : 19,44 m
- Hauteur d'étage : 3,24 m

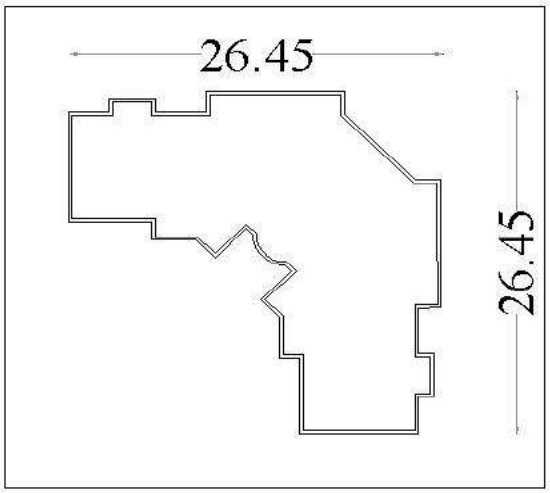


Figure I. 1: Description d'ouvrage.

I.4. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE

En utilisant les exigences des règlements techniques suivant : (RPA99 version2003 [1], CBA93 [2] & DTR B.C.2.2 [3]).

I.4.1 .Classification des zones sismiques [1]

L'ouvrage sera implanté à TABLAT, cette zone est classée comme une zone de sismicité Moyenne (zone IIa) .

I.4.2 .Classification d'importance de l'ouvrage [1]

L'ouvrage s'agit d'un bâtiment à usage habitation dont la hauteur total ne dépasse pas 48 m, donc il s'agit d'un ouvrage courant avec une importance moyenne appartient à «Groupe 2 ».

I.4.3 .Classification des sols [1]

On a étudié le bâtiment selon le rapport du sol, on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble (catégorie S3) et par conséquent on a adopté : **ϭsol = 2 bars.**

I.4.4 .Classification des systèmes de contreventement [1]

Selon les dimensions de notre bâtiment, il dépasse 3 niveaux et 14 m en zone IIa , le règlement parasismique Algérien exige un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles.

I.5. CONCEPTION STRUCTURELLE

I.5.1 .Planchers

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces charges aux éléments porteurs de la structure, notamment les poteaux et les voiles.

- Plancher corps creux
- Plancher dalle pleine

I.5.2 .Balcons

Pour les balcons, on a adopté des planchers en corps creux.

I.5.3 .Escaliers

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers à trois volées en béton armé.

I.5.4 .Maçonnerie

On deux type de maçonnerie dans notre bâtiment :

- Mur intérieur (simple cloison) : il est constitué par une cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur, avec un crépissage en enduit de ciment de 1 cm de chaque côté.
- Mur extérieur (double cloison) : il est constitué de deux cloisons de brique creux avec lame d'air entre eux (5 cm), avec un crépissage en enduit de ciment de 1 cm pour les côtés extérieures.

I.5.5 .Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage et enduit de ciment pour les planchers et les escaliers.
- Enduit de ciment pour les murs en maçonnerie.

I.5.6 .Acrotère

La terrasse étant inaccessible, elle est entourée par un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur, pour assurer la sécurité et empêcher l'écoulement des eaux pluviales sur les façades.

I.6. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.6.1.Béton [2]

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à minimum $f_{c28} = 25\ MPa$.

Tableau I. 1. Autres caractéristiques du béton.

Résistance à la traction « ft28 »		2,1 MPa
Module d'élasticité « E »	**Instantanée**	32164,2 MPa
	Différée	10818,86 MPa
Coefficient de poisson « υ »	**Sollicitations**	0
	Déformations	0,2
Contrainte de cisaillement (τu)	**Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**	2,50 MPa
	Fissuration peu nuisible	3,33 MPa
Contrainte en compression (σbc)	**Situation durable**	14,20 MPa
	Situation accidentelle	18,50 MPa

I.6.2.Acier [2]

. Par contre au béton, l'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancement faible.

I.6.2.1 .Types d'aciers

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Tableau I. 2. Les types des aciers utilisés et leurs nuances.

Type d'acier	Nuance	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisations
Rond lisse	FeE240	235	Cadres, étriers des poteaux et des poutres, pièces préfabriqués
Acier HA	FeE400	400	Tous les travaux en béton armé
Treillis soudés	TLE 520	520	Emplois courant pour : Radier,Voile,Planchers,Dallage

Tableau I. 3. Autres caractéristiques de l'acier.

<table>
<tr><td colspan="4">Module d'élasticité longitudinale (Es)</td><td>200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Contraintes limites (σs)</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durable σs</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelle σs</td><td>400 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ELS</td><td rowspan="2">Fissuration préjudiciable</td><td>Armatures à haute adhérence $\overline{\sigma_s}$</td><td>201,63 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>159,40 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Fissuration très préjudiciable</td><td>Armatures à haute Adhérence $\overline{\sigma_s}$</td><td>165 MPa</td></tr>
<tr><td>Ronds lisse $\overline{\sigma_s}$</td><td>130,42 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Fissuration peu nuisible</td><td>Aucune vérification à faire</td></tr>
</table>

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement s'agit de déterminer des dimensions prévisionnelles des éléments de l'ossature tels que les planchers, les dalles pleines, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. PLANCHERS

Les planchers sont des éléments horizontaux constituant une séparation entre les niveaux d'une structure et transmettant les charges aux éléments porteurs, dans notre structure on a utilisé deux types de planchers :

II.2.1. Plancher à corps creux [2]

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher.

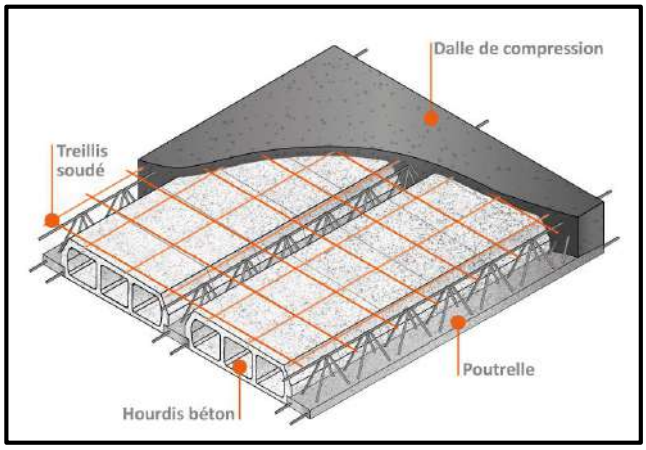


Figure II. 1 Plancher à corps creux

- Le pré-dimensionnement de la hauteur du plancher se calculé à l'aide de la formule empirique suivante : *[Art b.6.8.4.2 CBA 93]*

$$\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec : h_t : hauteur total du plancher

L : La portée la plus longue de la poutrelle (Entre Nus) [L= 3,7 m]

Alors : $h_t \geq 16,44$ cm

Donc, on prend : _ L'épaisseur du plancher : **h_t = d + e = 16+4= 20cm**

d : l'épaisseur du corps creux. , e : l'épaisseur de la dalle de compression

II.2.2. Plancher dalle pleine

Le plancher dalle pleine est une plaque mince en béton armé qui repose sur un nombre des appuis, l'épaisseur de la dalle dépend des critères suivantes :

- **Critère de résistance :** *[Art III.2.2.1 Calcul des ouvrages M.BELAZOUGUI]*

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L_x}{45} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec : L_x : la plus grande portée de la dalle mesuré entre nus des appuis [L_x= 4,65m]

e_p : l'épaisseur de la dalle.

$$\frac{465}{45} = 10{,}33 \leq e_p \leq \frac{465}{40} = 11{,}62$$

- Sécurité contre l'incendie :

e_p = 7 cm : assurer une coupe-feu d'une heure.

e_p =11 cm : assurer une coupe-feu de deux heures.

- Condition d'isolation acoustique : $e_p \geq 15$ cm.

Donc : on prend l'épaisseur de la dalle pleine : **e_p =15cm.**

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES

II.3.1. Maçonnerie

❖ Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II. 1. Charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m²)
1	Enduit en ciment	2x 0,01	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,9
			Total :	**1,62**

❖ Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.2. Charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	2 x 0,36
3	Brique creuse	0,10	9	2 x 0,9
4	Lame d'air	0.10	-	-
			Total :	**2,52**

II.3.2. Plancher à corps creux

II.3.2.1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 3. Charge permanente du plancher terrasse à corp creux

N	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	20	0,8
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,01
6	Plaque de liège	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	-	2,8
9	Enduit de plâtre	0,02	-	0,2
			Total :	**6,40**

II.3.2.2. Plancher courant

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant à corps creux

N	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Simple Cloison	-	-	1,62
5	Planche corps creux	0,16+0,04	-	2,80
6	Enduit de plâtre	0,02	-	0,20
			Total:	**5,96**

II.3.3. Surcharge d'exploitation « Q »

Tableau II. 5. Surcharge d'exploitation

Niveau (m)	Usage	Q (kN/m^2)
Terrasse	Terrasse inaccessible	1
E.C	Habitation	1,5

II.4. POUTRES

Les poutres sont des éléments horizontales qui supporte les charges verticales sur les planchers et les transmis vers les éléments porteurs verticales, le pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

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

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

Avec : L : la plus grande portée mesurée entre nu d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Ainsi que les dimensions de la poutre doivent satisfaire aux exigences des règlements : *[Art 7.51 RPA99]*

Tableau II.6. Prédimensionnement des poutres

Eléments	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre palière
Longueur L (m)	4,55	4,65	5,10
Hauteur h (cm)	$30 \leq h \leq 45$ h= **40**	$31 \leq h \leq 47$ h= **35**	$34 \leq h \leq 51$ h= **35**
Largeur b (cm)	$12 \leq b \leq 28$ b=**30**	$10,5 \leq b \leq 24,5$ b= **30**	$10,5 \leq b \leq 24,5$ b= **30**
Vérifications RPA99 v2003	h=40 >30 …CV b=30 >20 …CV $\frac{h}{b}$=1,33< 4 ….CV	h=35 >30 …CV b=30 >20 …CV $\frac{h}{b}$=1,16< 4…CV	h=35 >30 …CV b=30 >20 …CV $\frac{h}{b}$ =1,16 < 4 …CV
	Conditions Vérifiées	**Conditions Vérifiées**	**Conditions Vérifiées**
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,062$	$\frac{h}{L} = 0,075 \geq \frac{1}{16} = 0,062$	$\frac{h}{L} = 0,07 \geq \frac{1}{16} = 0,062$
Section choisi b x h (cm²)	**30x40**	**30x35**	**30x35**

- **Conclusion :**

Pour les poutres principales, on adopte la section : (b×h) = 30×40 cm².

Pour les poutres secondaires, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

Pour la poutre palière, on adopte la section : (b×h) = 30×35 cm².

II.5. POTEAUX

Ce sont des éléments porteurs de la structure, ils supportent les charges verticales transmises par les voiles de plancher ainsi que les charges horizontales.

II.5.1. Calcul de l'effort normal ultime [N_{ultime}]

On calcul l'effort normal des poteaux avec des sections choisis approximativement, ces dimension peut être modifié s'ils sont insuffisantes.

- Section (35x35) cm² pour : le RDC, 1er étage.
- Section (30x30) cm² pour : le 2ème et 3ème étage.
- Section (25x25) cm² pour : le 4ème et 5ème étage.

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0{,}9 \cdot \gamma_b} + \frac{A.f_e}{\gamma_s}\right) \alpha$$ ….. *[Art B.8.4.1 CBA93]*

Avec: N_{ultime} : Effort normal ultime du poteau (compression).

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie, tel que :

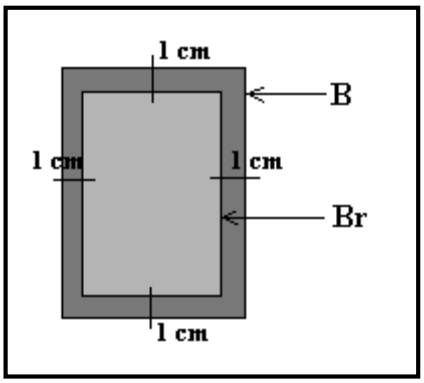


Figure II. 2. Section réduite du poteau

- Poteau rectangulaire : B_r = (b-2) x (h-2)

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours, On prend : f_{c28}= 25 MPa

f_e : Contrainte limite élastique d'acier, On prend : f_e= 400 MPa

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, tel que :

- Situation durable : γ_b =1,5
- Situation accidentelle : γ_b =1,15

γ_b : Coefficient de sécurité d'acier, tel que :

- Situation durable : γ_s =1,15
- Situation accidentelle : γ_s =1

L_f : Longueur de flambement, pour un poteau encastré dans une massif de fondation ou assemblé a des poutres de plancher : L_f =0,7 L_0

λ : Elancement géométrique du poteau considéré, tel que : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

i : Rayon de giration, tel que : $i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$

Où :
- Poteau rectangulaire : $I_x = \frac{hb^3}{12}$; $I_y = \frac{bh^3}{12}$; $S = bxh$
- Poteau carré : $I_x = I_y = \frac{hb^3}{12}$; $S = bxh$
- Poteau circulaire : $I_x = I_y = \frac{\pi d^4}{64}$; $S = \frac{\pi d^4}{4}$

A : Section d'acier minimale comprimé pris en compte dans le calcul, tel que :

$$A = \frac{S}{1000}$$

Tableau II.7. Calcul d'effort normal N

Niveau	Section Poteau		B_r(mm²)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A(mm²)	$\bar{N}$ (kN)
	b (cm)	h (cm)								
5	**25**	**25**	52900	3,24	2,29	0,101	22,67	0,784	122,50	**730,90**
4	**25**	**25**	52900	3,24	2,29	0,101	22,67	0,784	122,50	**730,90**
3	**30**	**30**	78400	3,24	2,29	0,101	22,67	0,784	122,50	**1131,41**
2	**30**	**30**	78400	3,24	2,29	0,115	19,91	0,798	160,00	**1131,41**
1	**35**	**35**	108900	3,24	2,29	0,101	19,91	0,798	160,00	**1614,83**
RDC	**35**	**35**	108900	3,24	2,29	0,101	19,91	0,798	160,00	**1614,83**

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité :

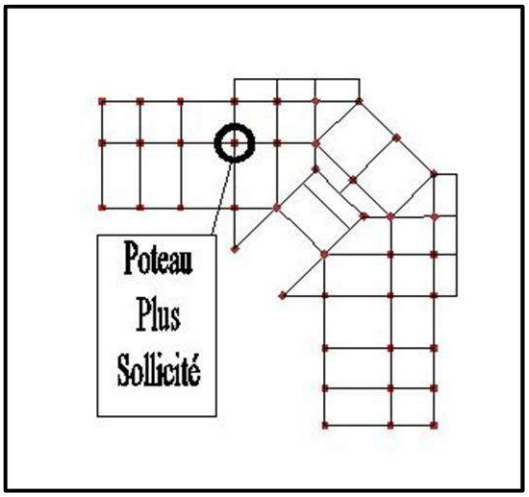


Figure II. 3. Position du poteau le plus sollicité

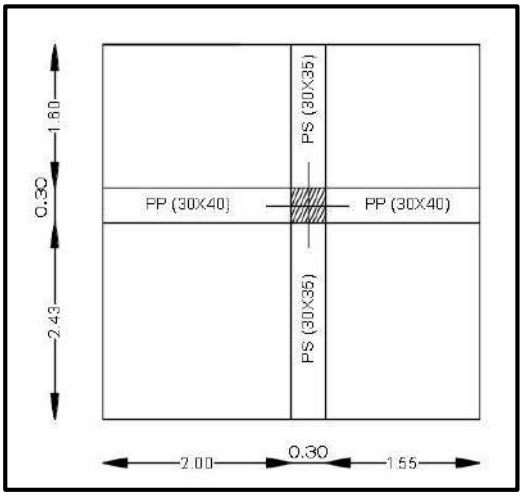


Figure II. 4. Surface du plancher supportée par le poteau le plus sollicité

Après une lecture des plans d'architecture

On constate que le poteau le plus sollicité est: Un poteau Voisin de rive **.**

La surface reprise par le poteau :

- S total = 14,29 m²
- S plancher corps creux
  Sp = 13,09 m²

II.5.3. Décent des charges :

❖ **Charge Permanente « G » :**

$G_{Plancher\ corps\ creux}$ = [Poids de plancher corps creux] x [$S_{Plancher\ corps\ creux}$]

$G_{Poutres}$ = b x h x L x [Poids volumique du béton]

$G_{Poteaux}$ = b x h x h_e x [Poids volumique du béton]

$G_{niveau} = G_{Plancher\ corps\ creux} + G_{Poutres\ (PP+PS)} + G_{Poteaux}$

Tableau II. 8. Détermination des charges permanentes

Niveau	Section Poteau		h_e	$G_{plancher}$	G_{PP}	G_{PS}	G_{Poteau}	G_{Niveau}	$G_{Cumulée}$
	b (cm)	h (cm)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
5	**25**	**25**	3,24	83,80	9,90	9,91	5,06	108,67	108,67
4	**25**	**25**	3,24	78,04	9,90	9,91	5,06	102,91	211,58
3	**30**	**30**	3,24	77,96	9,75	9,78	7,29	104,78	316,36
2	**30**	**30**	3,24	77,96	9,75	9,78	7,29	104,78	421,15
1	**35**	**35**	3,24	77,86	9,60	9,65	9,92	107,03	528,18
RDC	**35**	**35**	3,24	77,86	9,60	9,65	9,92	107,03	635,21

❖ **Charge d'exploitation « Q » :** *[Art 6 DTR B.C.2.2]*

Les charges d'exploitations ne peuvent jamais agissent au même temps, pour ce la on utilise la loi de dégression qui est une formule s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

$$Q_i = Q \times S_{total}$$

n =0 ► $5^{ème}$ étage (Terrasse) : Q_0

n =1 ► $4^{ème}$ étage : $Q_0 + Q_1$

n =2 ► $3^{ème}$ étage : $Q_0 + 0{,}95[Q_1 + Q_2]$

n =3 ► $2^{ème}$ étage : $Q_0 + 0{,}90\,[Q_1 + Q_2 + Q_3]$

n =4 ► $1^{èr}$ étage : $Q_0 + 0{,}85\,[Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4]$

n =5 ► RDC : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$ avec : $\frac{3+5}{2x5} = 0{,}80$

$$Q_0 + 0{,}80\,[Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5]$$

Tableau II.9. Détermination des charges d'exploitation

Niveau	Q (kN/m²)	Q_{Niveau} (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	$Q_{Cumulée}$ (kN)
5ème (Terrasse)	*1*	Q_0	14,29	0	**14,29**
4ème	*1,5*	Q_1	21,43	1	**35,72**
3ème	*1,5*	Q_2	21,43	0,95	**55,01**
2ème	*1,5*	Q_3	21,43	0,90	**72,16**
1èr	*1,5*	Q_4	21,43	0,85	**87,16**
RDC	*1,5*	Q_5	21,43	0,80	**100,02**

II.5.4. Vérification de l'effort N_u :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau intermédiaires dans le cas des bâtiments comportant au moins 3 travées.

$N_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

Tableau II.10 .Vérification de l'effort normal

Niveau	$G_{Cumulée}$ (kN)	$Q_{Cumulée}$ (kN)	N_u (kN)	110% N_u (kN)	$\bar{N}$ (kN)	$1.1N_u \leq \bar{N}$
5	108,67	14,29	168,14	184,95	**730,90**	Vérifié
4	211,58	35,72	339,22	373,14	**730,90**	Vérifié
3	316,36	55,01	509,61	560,57	**1131,41**	Vérifié
2	421,15	72,16	676,79	744,46	**1131,41**	Vérifié
1	528,18	87,16	843,78	928,16	**1614,83**	Vérifié
RDC	635,21	100,02	1007,56	1108,32	**1614,83**	Vérifié

II.5.5. Vérification des dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : *[Art 7.4.1 RPA99]*

$$\begin{cases} \text{Min}(b,h) \geq 25\ \text{cm} : \text{zone IIa} \\ \text{Min}(b,h) \geq h_e/20 \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{cases}$$

Avec : h_e : hauteur libre de l'étage

Tableau II.11 .Vérification des dimensions des poteaux

Poteau (b_1,h_1)	Min $(b_1,h_1) \geq 25$ cm	Min $(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ =13.7 cm	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	Vérification
25x25	Min(25,25) ≥ 25	Min(25,25) ≥ 16,2	0,25 ≤ 1 ≤ 4	**Vérifié**
30x30	Min(30,30) ≥ 25	Min(30,30) ≥ 16,2	0,25 ≤ 1 ≤ 4	**Vérifié**
35x35	Min(35,35) ≥ 25	Min(35,35) ≥16,2	0,25 ≤ 1 ≤ 4	**Vérifié**

II.5.6. Vérification des zones nodales

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes : *[Art 7.5.1 RPA99]*

$b_{max} \leq 1.5\ h_1 + b_1$

$d \leq \max\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}\right)$

Avec : b_{max} : la largeur maximale de la poutre

h_1, b_1 : les dimensions du poteau

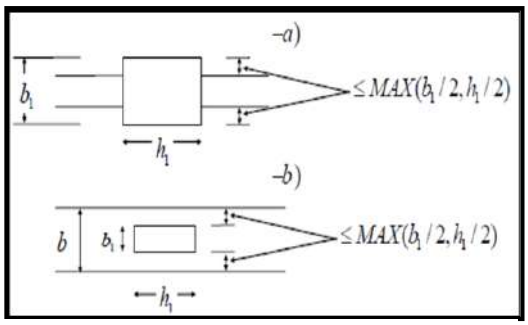


Figure II. 5. Conditions des zones nodales

Tableau II.12.Vérification aux zones nodales

Poteau		Poutre (b_{max})	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	$d \leq \max\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}\right)$	Vérification
b_1 (cm)	h_1 (cm)					
25	25	30	$30 \leq 87,5$	5	$5 \leq \max(12,5; 12,5)$	*CV*
30	30	30	$30 \leq 100$	0	$0 \leq \max(15 ; 15)$	*CV*
35	35	30	$30 \leq 87,5$	5	$5 \leq \max(17,5; 17,5)$	*CV*

II.5.7. Conclusion

Les sections finales des poteaux :

- Une section de (35x35) cm² pour : le RDC, 1er étage.
- Une section de (30x30) cm² pour : le 2ème et 3ème étage .
- Une section de (25x25) cm² pour : le 4ème et 5ème étage.

II.6. VOILES

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils assurent le contreventement et le support des charges horizontales et verticales.

Le RPA99 v2003 exige des conditions sur les dimensions des voiles: [Art 7.7.1 RPA99 v2003].

- L'épaisseur minimale est : a=15 cm
- La largeur du voile doit être : $L \geq 4a$
- L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des

Conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure suivante :

Avec : h_e=3,24-0,35 =2,89 m

$$* \quad a \geq \frac{289}{20} \quad \Longrightarrow \quad a \geq 14{,}45\ cm$$

$$* \quad a \geq \frac{289}{25} \quad \Longrightarrow \quad a \geq 11{,}56\ cm$$

$$* \quad a \geq \frac{289}{22} \quad \Longrightarrow \quad a \geq 13{,}14\ cm$$

Alors on adopte :

L'épaisseur du voile : a=15 cm

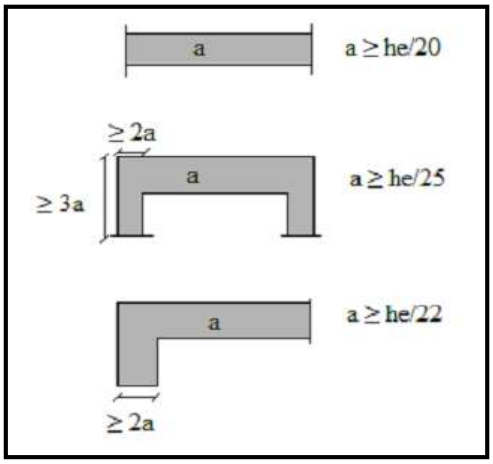


Figure II. 6. Conditions de dimensionnement des voiles

II.7. LONGRINES

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidaires par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont déterminées selon la classification du site :

- 25x30 : Pour les catégories S2 et S3
- 30x30 : Pour les catégories S4

On prend : Section de : 30x35 « Site S3 ».

II.8. CONCLUSION

Le pré-dimensionnement, l'évaluation des charges et la descente de charges sont des étapes nécessaires, afin de pouvoir entamer la suite de notre étude. Ce chapitre nous a permis de pré-dimensionner les éléments porteurs (poutres, poteaux, voile) ; les sections adoptées en pré-dimensionnement peuvent être augmenté (sont pas finales) après calcul dynamique.

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. ACROTERE

III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé situé au niveau du plancher terrasse inaccessible, il a un rôle de Servant comme un garde-corps et protéger les façades des débordements des eaux pluviales (protection de l'étanchéité).

III.2.2. Principe de calcul

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastré à sa base et soumis à des charges :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge d'exploitation (Q).

III.2.3. Calcul de ferraillage à L'ELU

Le calcul se sera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire (voir le tableau III.1).

Cependant, la figure III.2 présente le schéma de ferraillage longitudinal et transversal, avec leurs espacements.

Tableau III. 1. Efforts appliqués à l'acrotère et le ferraillage adopté.

Section (cm²)	N_G (kN/m)	M_Q (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	$A_{rép\ choisie}$ (cm²)	St_v (cm)	$S_{rép}$ (cm)
100x10	1,875	0,60	0,37	0	2x7HA10 = 5,5	2x5HA8 = 2,51	15	15

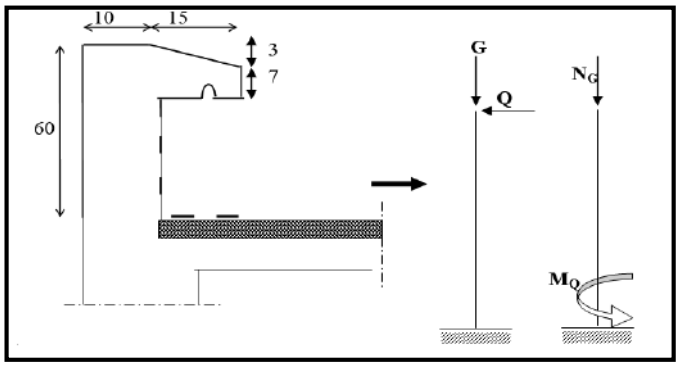


Figure III. 2. Dimensions et schéma statique d'acrotère

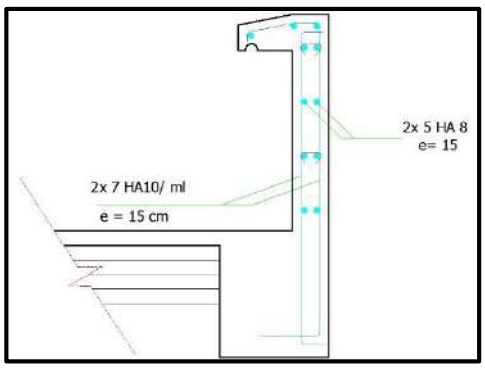


Figure III. 1. Ferraillage de l'acrotère

III.3. ESCALIER

III.3.1. Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer d'un niveau à un autre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.3.2. Etude d'escalier

III.3.2.1. Dimensionnement

❖ L'inclinaison de la paillasse

tg α = H / L = 0,90 / 1,50 = 0,60

α = 30,96 °

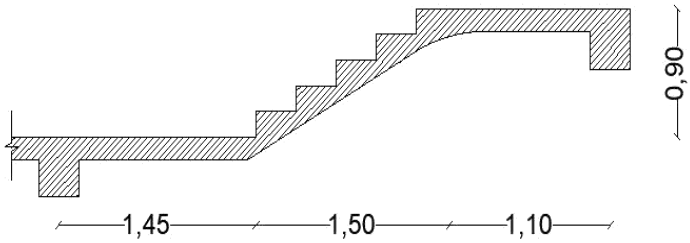


Figure III. 3. Forme de l'escalier

❖ La longueur de la paillasse :

$$L_{paillasse} = \frac{L1}{Cos\ 30,96} = \frac{1,50}{Cos\ 30,96} = 1,75\ m$$

$L_{tot} = L_{Palier} + L_{paillasse} + L_{Palier}$

$L_{tot} = 1,45 + 1,75 + 1,10 = 4,30\ m$

❖ L'épaisseur de la paillasse et palier :

Elle a une dalle portant sur deux côtés,

$$\frac{L}{35} \le e_p \le \frac{L}{30} \quad \Rightarrow \quad 12,28\ cm \le e_p \le 14,33\ cm$$

On adopte: **e_p=15 cm**

❖ **Vérification de la formule de Blondel (Norme NP-11 19 111)**

59cm ≤ g+ 2h ≤ 66cm ⟹ g+2h =66cm (CV)

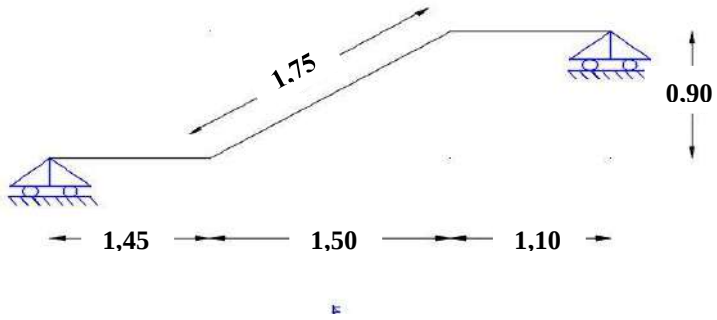


Figure III. 4. Schéma statique de l'escalier

III.3.2.2. Evaluation des charges et surcharges de l'escalier [3]

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux suivants :

Tableau III. 2. Charges et surcharges du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de Sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Charge Permanente :			**G**	**5,45**
Surcharge d'exploitation :			**Q**	**2,5**

Tableau III. 3. Charges et surcharges de la paillasse de l'escalier

N	Composants	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la paillasse	0,15 /cos (30,96°)	25	4,37
5	Poids propre de la marche	0,18/2	25	2,25
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge Permanente :			**G**	**8,32**
Surcharge d'exploitation :			**Q**	**2,5**

III.3.2.3. Détermination des efforts

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet, on aura les sollicitations illustrées dans les tableaux Suivants :

Le calcul se fait pour une bande d 1m de largeur :

Pu = [1,35G+1,5Q] x 1m

Pser = [G+Q] x 1m

Tableau III. 4. Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu	Pser
Palier	5,45	2,5	11,12	7,95
Paillasse	8,32	2,5	14,98	10,82

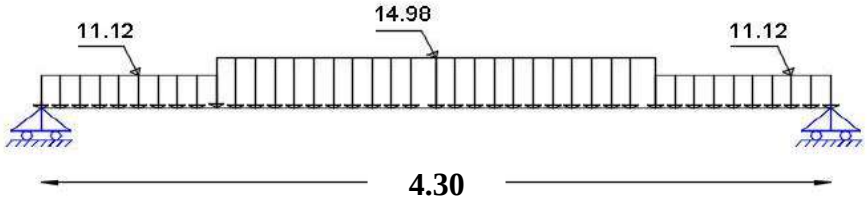


Figure III. 5. Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier ELU

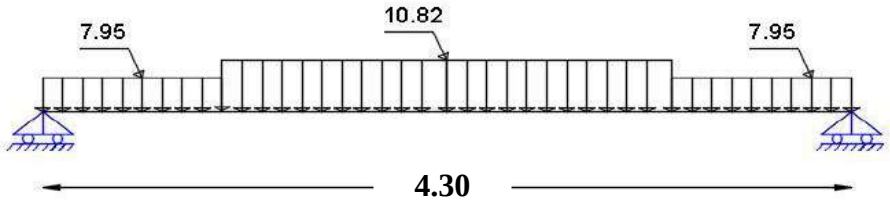


Figure III. 6. Schéma statique équivalent des efforts externes appliqués à l'escalier ELS

III.3.2.4. Détermination des sollicitations à l'ELU et l'ELS

a)

b)

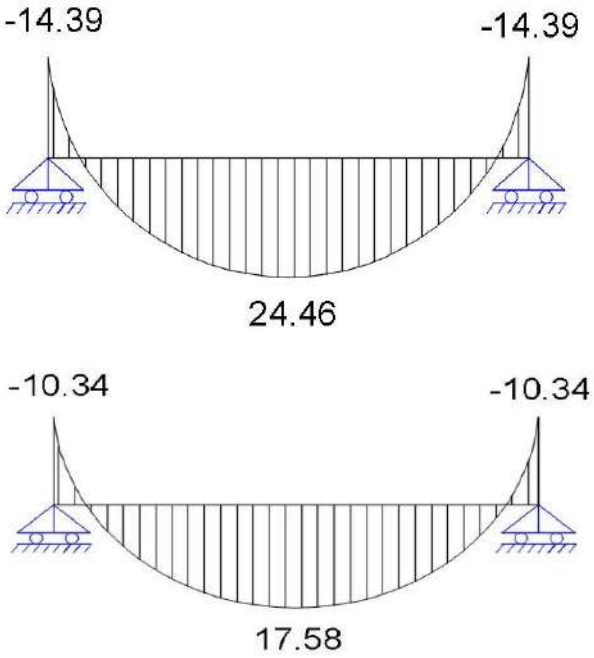


Figure III. 7. Diagrammes des efforts internes **a) à l'E.L.U** et **b) à l'E.L.S.**

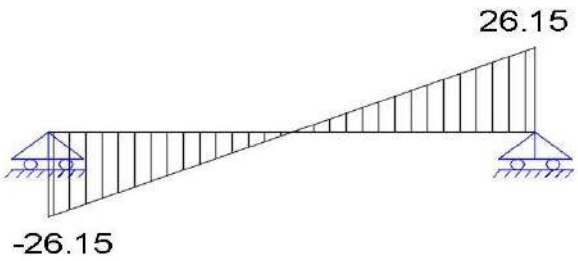


Figure III. 8. Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU.

Tableau III. 5. Détermination des sollicitations à l'ELU et l'ELS

Combinaison	ELU	ELS
M_0 (kN.m)	28,78	20,69
$M_{Travé}$ (kN.m)	24,46	17,58
M_{Appui} (kN.m)	14,39	10,34
T_{max} (kN)	26,15	18,77

III.3.2.5. Calcul de ferraillage à l'ELU [2]

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés sur le tableau III.6. Cependant، les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tableau III. 6. Calcul du ferraillage à l'ELU

Position	Mu (kN.m)	$A_{calculé}$ (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	**A_{choisi} (cm²)**	$A_{rép}$=A/4 (cm²)	**A_{choisi} (cm²)**
Travée	24,46	6,26	0,00	1,50	7HA12=7,92	1,98	6HA8=3,02
Appui	14,39	0,00	3,58		7HA12=7,92	1,98	6HA8=3,02

Avec:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{b.h}{1000}$$

III.3.2.6. Vérification à l'ELS [2]

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

Tableau III. 7. Vérification du ferraillage à l'ELS

Position	Mser (kN.m)	A (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	17,58	7,92	7,59	15	Oui
Appui	10,34	7,92	4,47	15	Oui

III.3.2.7. Vérification des espacements et la contrainte tangentielle [2]

Tableau III. 8. Vérification des espacements et la contrainte tangentielle.

Position	Armatures longitudinales $\overline{St}$ = Min [3h ; 33 cm]	Armatures de répartitions $\overline{St}$ =Min [4h ; 45 cm]	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $Min\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Travée	St=15 cm ≤ $\overline{St}$=33 cm	St=25cm ≤ $\overline{St}$=45cm	3,33	0,21	Oui
Appuis	St=15 cm ≤ $\overline{St}$=33 cm	St=25cm ≤ $\overline{St}$=45cm			Oui

Donc, on n'aura pas besoin d'armature transversale.

III.3.2.8. Condition de non fragilité

On vérifier que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En Travée : $A = 7{,}92\ cm^2 \geq A_{min} = (15 \times \frac{100}{1000}) = 1{,}50\ cm^2$

En Appui : $A = 7{,}92\ cm^2 \geq A_{min} = (15 \times \frac{100}{1000}) = 1{,}50\ cm^2$

III.3.2.9. Vérification de la flèche [2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites (Annexe B) :

Tableau III. 9. Vérification préliminaire de la flèche.

Elément	1ère condition			2éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e}$
Escalier	0,345	0,0425	CV	0,006	0,005	CNV

Donc il faut calculer la flèche (Annexe B) et assurer qu'elle n'a pas dépassé la valeur admissible.

Tableau III. 10. Vérification de la flèche.

Section		Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Fléche		Vérification
b [cm]	h [cm]	Mag [KN. M]	Mt [KN. M]	Mad [KN. M]	As1 [cm^2]	As2 [cm^2]	[f'] [mm]	[**f**] [mm]	
100	15	-10,34		-10,34	7,92	7,92	7,2	8,6	Oui
			17,58						

Donc, on garde l'épaisseur de l'escalier choisie en pré dimensionnement : **e = 15 cm.**

III.4. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

III.4.1. Introduction

La poutre palière est une poutre d'appui du palier d'un escalier, elle sert à supporter le poids d'escalier.

On a disposé une poutre palière pour l'escalier d'une section de [30x35] et d'une longueur de 5,1 m, et elle sera calculée en flexion simple.

III.4.2. Evaluation des charges

$$G = \frac{[GPoidsPropre + (2 \times RAG)]}{L} \quad \text{et} \quad Q = \frac{[2 \times RAQ]}{L}$$

Avec R_{AG}= 13,35 kN/ml et R_{AQ} = 5,42 kN/ml et L=5,10 m

G= 7,86 kN/ml et Q= 2,125 kN/ml

III.4.3. Détermination des efforts

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis :

$M^{max}_{appui} = -Pl^2/12$ = - 29,89 kN.m et $M^{max}_{travée} = -Pl^2/24$ = -14,94 kN.m

Tableau III. 11. Détermination des efforts

R_{AG} (kN)	R_{AQ} (kN)	G Poids Propre (kN)	L (m)	G (kN/ml)	Q (Kn/ml)	Pu	Pser	M^{max} appui	M^{max} travée
13,35	5,42	13,39	5,10	7,86	2,125	13,79	9,99	29,89	14,94

III.4.4. Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (30x35) cm² soumise à la flexion simple

Tableau III. 12. Calcul du ferraillage à l'ELU

Position	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A'_{s1} (cm²)	A'_{s2} (cm²)
$A_{calculé}$ (cm²)	1,34	0,00	0,00	2,74
A_{choisi} (cm²)	3 HA 12+chap HA12 = **4,52**	3 HA 12 = **3,39**	3 HA 12 = **3,39**	3HA12+chp HA12= **4,52**

Remarque : On a fait le calcul avec une section d'armatures de « 3 HA 12= 3,39cm²» mais les vérifications ci-dessous ne sont pas vérifiées, donc on a augmenté la section d'armatures et refaire le calcul.

III.4.5. Vérification des armatures longitudinales selon les règlements [2]

Tableau III. 13. Vérification du ferraillage selon les règlements

A_{totale} (cm²)	A_{min} [RPA] (cm²)	A_{min} [CBA] (cm²)	Vérification
2 x (3HA12+chp HA12)=9,04	5,25	1,05	Vérifié

III.4.6. Vérifications à l'ELS [2]

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

Tableau III. 14.Vérification du ferraillage à l'ELS

Position	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	10,82	1,38	15	Oui	17,68	17,68	201,63	Oui
Appuis	21,65	4,02	15	Oui	161,43	43,30	201,63	Oui

III.4.7. Vérification de cisaillement de la poutre palière [2]

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

T=$Pl/2$ = 35,16 kN

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = 0{,}36\ \text{MPa} \quad \leq \quad \overline{\tau} = \text{Min}\left[\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ \text{MPa}\right] = 2{,}5\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}36\ \text{MPa} \leq \overline{\tau} = 2{,}5\text{MPa} \quad : \text{Condition vérifié}$$

III.4.8. Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour la poutre palière doivent respecter les recommandations des règlements : (Annexe E)

- ❖ Recommandations du RPA99 : *[Art 7.5.2.2 RPA99]*
  - ► La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$At = 0{,}003.St.b$$

Avec : b: Largeur de la poutre.

St: espacement entre les armatures transversales.

  - ► L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
    - En zone nodale : St= Min [h/4 ; 12.$Ø_L$]
    - En zone courante : St= h/2
- ❖ Recommandations du CBA93: *[Art 5.1.2.2 CBA93]*
  - ► La section des armatures transversales et l'espacement :

$$St = \min\ [0{,}9d\ ; 40_{cm}]$$

$$\frac{A_t\ .\ f_e}{b\ .\ S_t} \geq 0.4\text{Mpa}$$

Tableau III. 15. Armatures transversales

Poutres	Zone	RPA		CBA		Armature adoptées	
		St	At	St	At	St	At
Poutre Palière 30x35	Nodale	8,75	0,45	29,25	0,15	**5**	**4HA8 = 2,01**
	Courante	17,5	0,9		0,3	**15**	

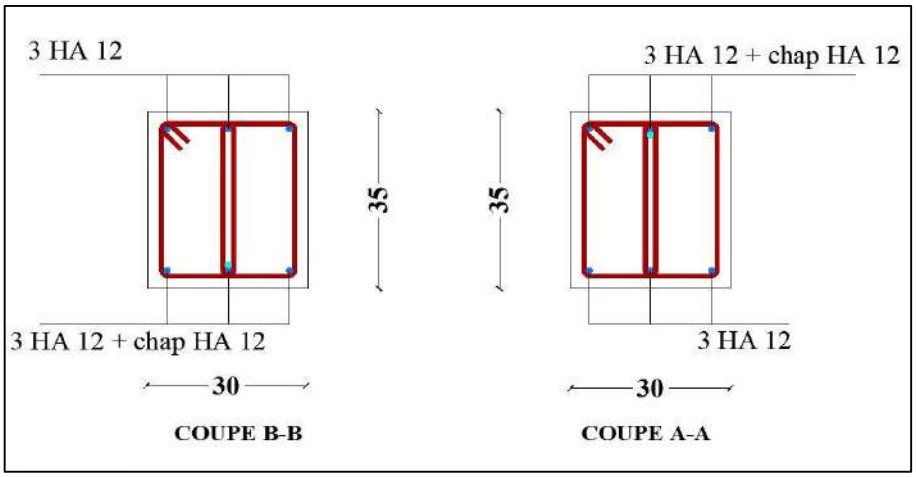
III.4.9. Vérification de la flèche [2]

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

Tableau III. 16. Vérification de la flèche

Poutre	L (m)	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$		$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\,M_0}$		$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	
Poutre Palière 30×35	5,10	0,069	0,063	0,069	0,085	0,005	0,011
		Vérifié		Vérifié		Vérifié	

- **Commentaire :** Donc il n'aura pas besoin de calculer la flèche.



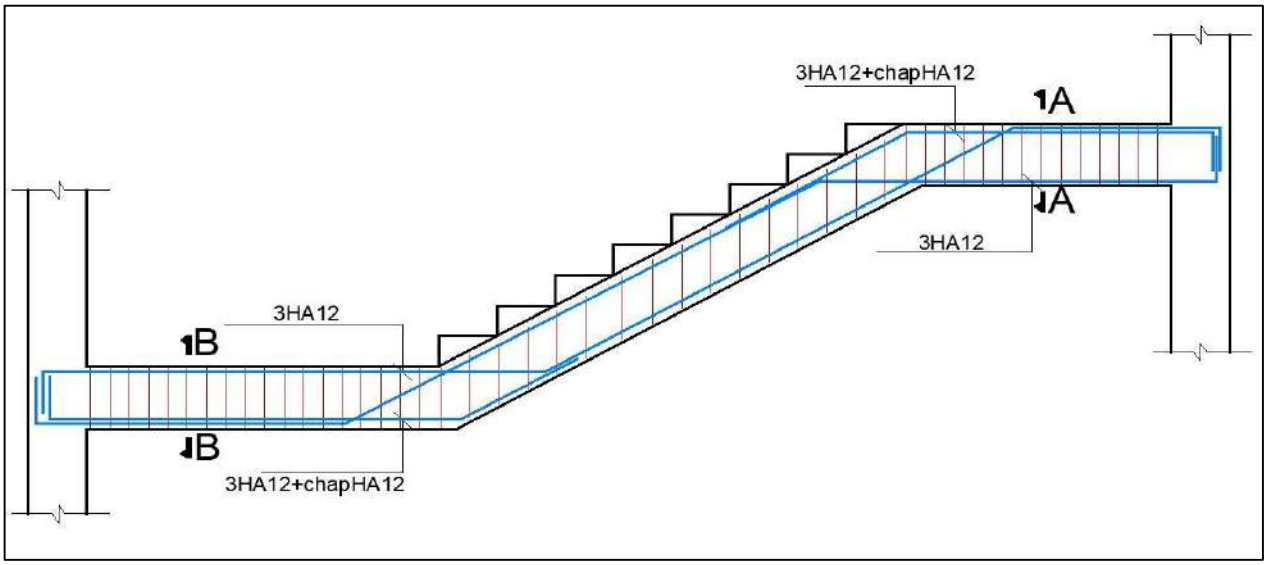


Figure III. 9. Ferraillage de la poutre palière (Brisée).

III.5. PLANCHER A CORPS CREUX

Les planchers à corps creux est considéré comme des ouvrages horizontaux constituant de :

- poutrelles préfabriquées : ce sont les éléments en béton armé qui transmettre les charges aux poutres porteurs.
- les corps creux (les entrevous) : ce sont des éléments préfabriqués, ils servent de coffrage à la dalle de compression.
- la dalle de compression : est un élément plan et mince en béton armé.

III.5.1. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont disposées dans le sens de la petite portée et dans le sens du plusieurs travées, ils sont calculées sous les sollicitations (G et Q), ce calcul se fait en deux étapes :

- Etape 1 : Avant le coulage du béton
- Etape 2 : Après le coulage du béton

III.5.2. Disposition des poutrelles

♦ Le sens des poutrelles est représenté comme suit :

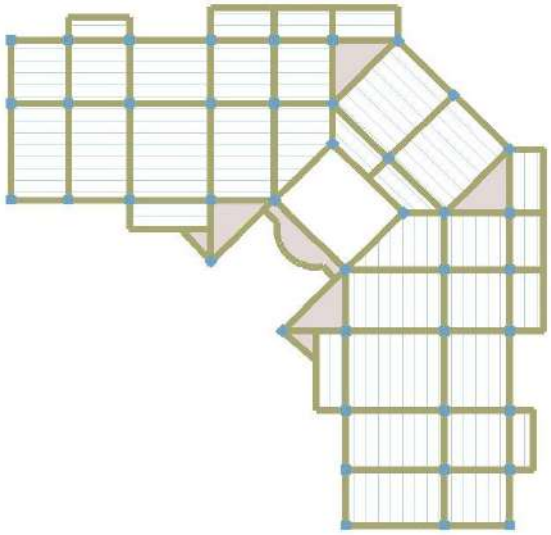
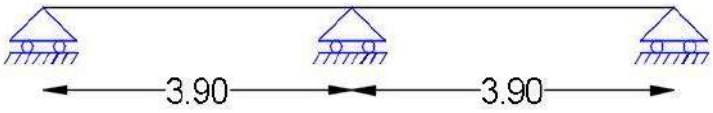


Figure III. 10. Sens des poutrelles

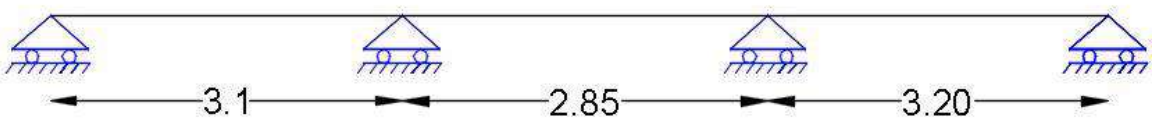
III.5.3. Type des poutrelles

On a un plancher corps creux (usage habitation) qui contient 4 types des poutrelles à étudier

❖ **Poutrelles à 2 travées**



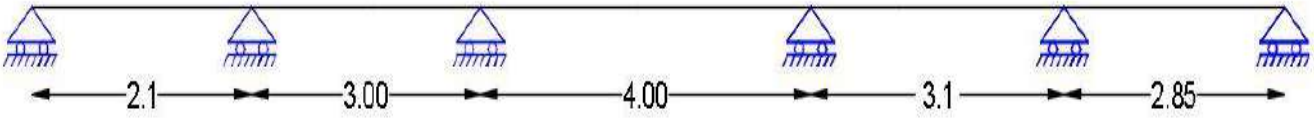
❖ **Poutrelles à 3 travées**



❖ **Poutrelles à 4 travées**



❖ **Poutrelles à 5 travées**



A) 1er Etape de calcul : Avant le coulage du béton

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Avant le coulage du béton, la poutrelle doit supporter que son poids propre et le poids du corps creux ainsi que le poids de l'ouvrier. La poutrelle est posée sur des étais intermédiaires à la phase de construction.

➢ **Charges et surcharges**

- Le poids propre de la poutrelle :

$$G_{poutrelle} = 0{,}04 \times 0{,}12 \times 25 = 0{,}12 \text{ kN/ml}$$

- Le poids du corps creux :

$$G_{corps\ creux} = 0{,}60 \times 1 = 0{,}60 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_{poutrelle} + G_{corps\ creux} = 0{,}60 + 0{,}12 = 0{,}72 \text{ kN/ml}$$

- Le poids de l'ouvrier : charge concentré au milieu de la travée :

[Art B.6.8.4.1.2 CBA93]

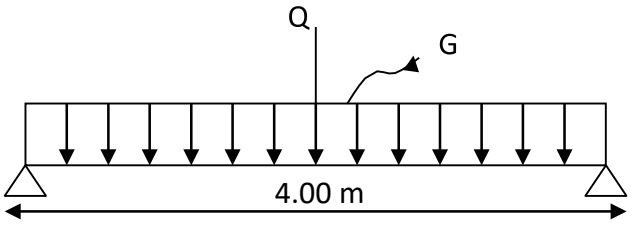


Figure III. 11. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1 \text{ kN} \\ 500 \times L_{max} \end{cases}$$

➢ **Calcul des étaiements**

Le nombre des étaiements peut être défini par la vérification de la flèche de la poutrelle de plus grande portée.

$$f = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{384EI}$$

$$\bar{f}_{adm} = \begin{cases} \frac{L}{500} & : \text{Si } L \leq 5m \\ \frac{L}{1000} + 0.5(cm) & : \text{Si } L > 5m \end{cases}$$

Avec :

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{120x40^3}{12} = 640000\ mm^4$$

G= 0,72 kN/ml

L_{max} = 4,00 m

E=10818,87 MPa

Tableau III. 17.Vérification de la flèche des poutrelles

Nombre des étaiements	L (m)	G (kN/ml)	Q (kN)	f (mm)	$\bar{f}_{adm}$ (mm)	$f \leq \bar{f}_{adm}$
0	4,00	0,72	2,00	347,001	8,00	*Non vérifié*
1	2,00	0,72	1,00	21,688	4,00	*Non vérifié*
2	1,33	0,72	1,00	4,286	2,67	*Non vérifié*
3	1,00	0,72	1,00	1,357	2,00	***vérifié***

➢ **Conclusion**

On peut conclure que 3 étaiements avec une distance de 1,00 m entre eux sont suffisants pour éviter la flèche des poutrelles avant le coulage du béton.

B) 2eme Etape de calcul : après le coulage du béton

La poutrelle est considérée comme une poutre continue après le coulage du béton, le calcul des moments aux appuis et en travées se fait par les méthodes des éléments finis (en utilisant un logiciel de calcul « SAP2000 »)

1) Sollicitations du plancher étage courant (usage habitation)

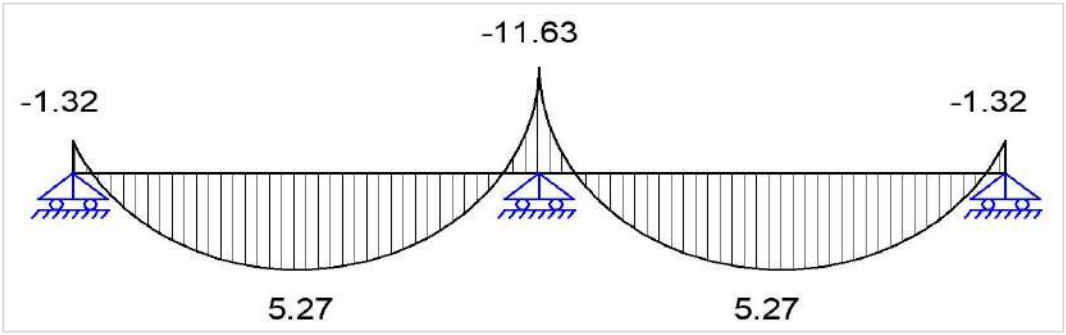


Figure III. 12. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

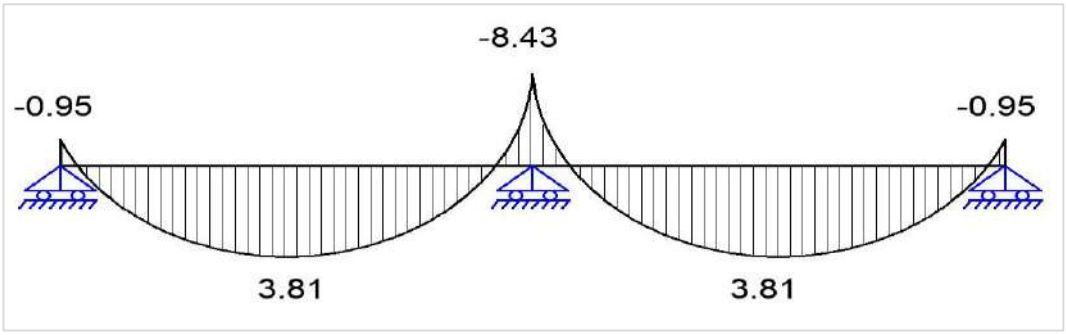


Figure III. 13. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

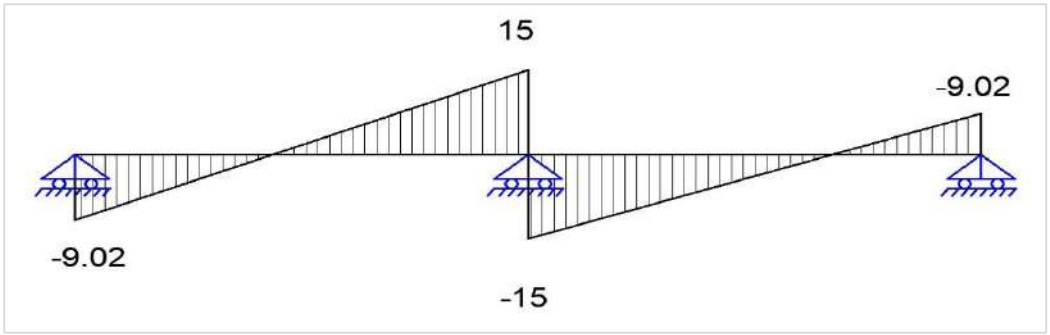


Figure III. 14. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

2) Sollicitations du plancher étage terrasse (usage habitation)

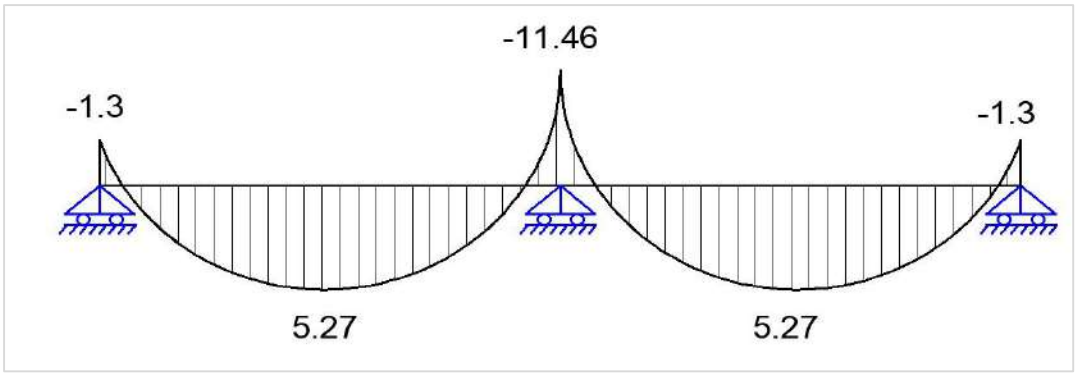


Figure III. 15. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

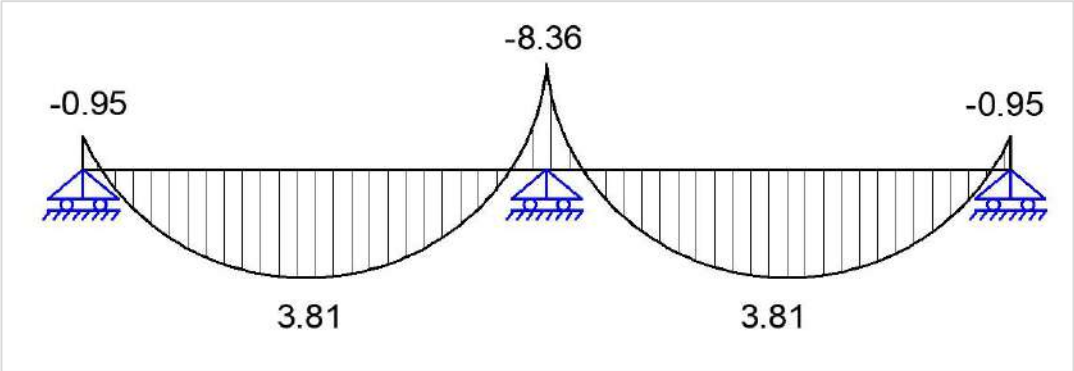


Figure III. 16. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

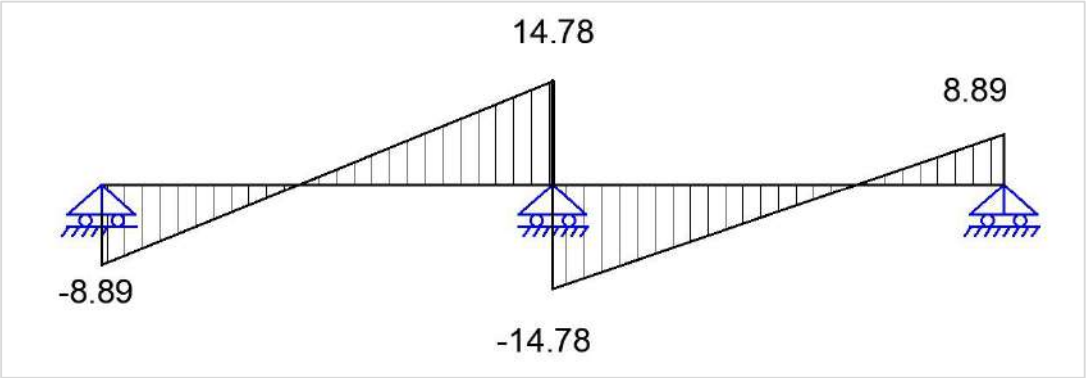


Figure III. 17. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

3) Résultat final

D'après ce qui précède, les sollicitations maximales aux appuis et en travées sont données par le tableau suivant à l'étage courant et à la terrasse :

Tableau III. 18. Résultat final des sollicitations

Etage	ELU		ELS	
Terrasse	Mt (max) *[kN.m]*	**5,19**	Mt (max) [*kN.m]*	**3,78**
	Ma (max) *[kN.m]*	**11,46**	Ma (max) *[kN.m]*	**8,36**
	T (max) *[kN]*	**14,78**	-	
Etage Courant	Mt (max) *[kN.m]*	**5,27**	Mt (max) [*kN.m]*	**3,82**
	Ma (max) *[kN.m]*	**11,63**	Ma (max) *[kN.m]*	**8,43**
	T (max) *[kN]*	**15,00**	-	

III.5.4. Ferraillage des poutrelles

III.5.4.1 . Calcul du ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait sur une section de poutrelle à la flexion simple, avec une fissuration peu nuisible en utilisant le logiciel de calcul ROBOT Expert pour une section rectangulaire et section en T :

- Pour le moment négatif (aux appuis) la section de calcul sera la section rectangulaire
- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T dont les dimensions sont mentionnées sur la figure III.18.

Le ferraillage est généralisé sur tous les poutrelles pour les étages courants et terrasse avec les moments maximaux.

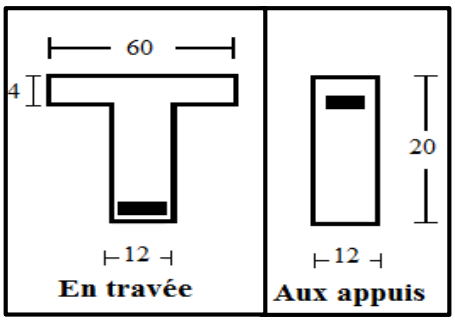


Figure III. 18. Les sections considérées Pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Tableau III. 19. Calcul du ferraillage à l'ELU

	Mu (kN.m)	As1 (cm²)		As2 (cm²)
Travée	5,27	Calculée	0,85	0,00
		Choisi	2 HA10=**1,57**	1 HA10=**0,79**
Appui	11,63	Calculée	0,00	2,50
		Choisi	2 HA10=**1,57**	1 HA10 +2 chap HA12=**3,05**

III.5.4.2 Vérification à L'ELS [2]

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

Tableau III. 20. Vérification à l'ELS

	Mser (kN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	3,82	2,25	15	Vérifié
Appui	8,43	10,65	15	Vérifié

III.5.4.3 .Vérification de l'effort tranchant [2]

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

Tableau III. 21. Vérification de contraintes de cisaillement des poutrelles.

Etage	T_u (kN. m)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérification
Terrasse	15,00	0,69	3,33	CV

III.5.4.4 Armatures transversales [2]

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \emptyset_L ; \frac{b_0}{10}\right) \Longrightarrow \emptyset_t \leq 7{,}14 \text{ mm}$$

On choisit : $\emptyset_t = 6$ mm et $A_t = 2\emptyset 6 = 0{,}56 cm^2$

- Espacement des armatures transversales : *[CBA93 Art A.5.1.2.2]*

$$S_t \leq \min(0.9\,d\,; 40\text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16{,}2 \text{ cm}$$

On a choisi : St =20 cm.

III.5.4.5 Vérification de la flèche [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités de la méthode forfaitaire sont vérifiées (Voir annexe B).

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée dans notre cas, on doit vérifier alors la flèche selon la méthode montrée en annexe B dont les résultats sont présentés dans le tableau III.22.

❖ Calcul de la flèche :

Tableau III. 22. Vérification de la flèche

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b [cm]	h [cm]	L [cm]	Mag [KN. M]	Mt [KN. M]	Mad [KN. M]	As1 [cm^2]	As2 [cm^2]	[f'] [mm]	[**f**] [mm]	
8	20	3,9	-0,95	3,81	-8,43	1,57	0,79	2,3	7,8	Oui

Donc, la flèche est assurée.

III.5.5. CONCLUSION DU CALCUL DES POUTRELLES

Les dimensions et les armatures des deux types des poutrelles sont présentées sur les deux figures suivantes :

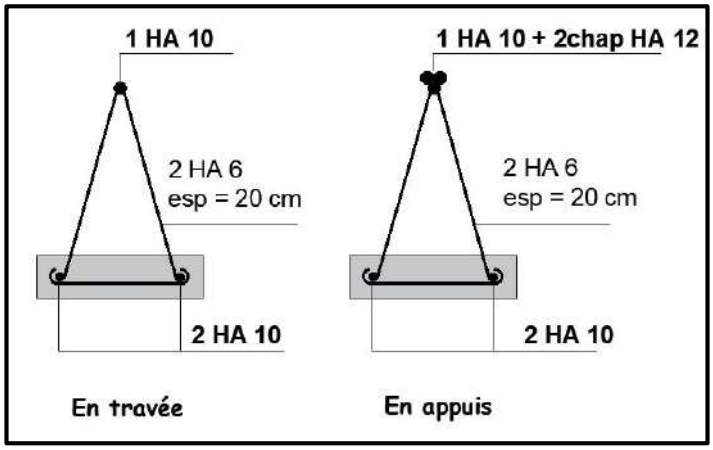


Figure III. 19. Ferraillage des poutrelles

III.6. DALLE DE COMPRESSION [2]

La dalle de compression doit résiste aux efforts appliqués et au phénomène du retrait, pour cela un ferraillage en quadrillage est prévu en respectant les conditions des règlements. *[Art B.6.8.4.2.3 CBA93]*

Les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections des armatures perpendiculaires doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50$ cm $\quad A_t \geq 200/f_e$
- Si : $50 < L_n \leq 80$ cm $\quad A_t \geq 4.L_n/f_e$

Avec : L_n : espacement entre axes des nervures; L_n=60 cm

f_e : limite d'élasticité d'acier ; Treillis soudé fe=520 MPa

Alors : $A_t \geq 0.46$ cm²/ml

On a choisi : Ø= 4 mm et A_t= 6Ø4 /ml= 0.75 cm²/ml

Les sections des armatures parallèles doivent satisfaire à la condition suivante :

$$A_p \geq A_t/2$$

$$A_p \geq 0{,}23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a choisi : Ø= 4 mm et A_p= 6Ø4 /ml= 0,75 cm²/ml

Finalement, on adopte un quadrillage carré pour le plancher à corps creux :

Treillis soudés : TS Ø4 (150x150)

III.7. DALLES PLEINES

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans en béton armé, ils sont couramment utilisés dans les bâtiments pour les cas des charges élevées, les planchers de formes irrégulières et le nombre des appuis du plancher.

III.7.1. Méthode de calcul

Le calcul des dalles pleines se fait par deux méthodes : la méthode forfaitaire (Annexe D) et la méthode des lignes de rupture (Annexe C).

Pour notre ouvrage, on a utilisé la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures, cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

III.7.2. Calcul de la dalle pleine

On a fait le calcul pour tous les types des dalles pleines quel que soit triangulaire ou bien rectangulaire, alors on garde seulement les types les plus défavorables et on a trouvées les mêmes résultats.

III.7.2.1. Dalle Pleine Triangulaire « Type 1 »

a) Détermination des sollicitations

❖ **Charges et surcharge**

Tableau III. 23. Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$P_u(kN/m^2)$	$P_s(kN/m^2)$	$M_u = 0,15\ P_u$	$M_s = 0,15\ P_s$
6,91	1,5	11,58	8,41	1,74	1,26

❖ **Calcul des moments**

On va utiliser la méthode des lignes de rupture **(annexe E)** pour la détermination des moments.

Le calcul des moments de flexion des lignes de ruptures se base sur le principe du travail virtuel (externe & interne).

$$\sum \text{Travaux externes} = \sum \text{Travaux internes}$$

- **Travail externe : T_{ext}**

  - Charge concentré : $T_{ext}=P.f$
  - Charge repartee: $T_{ext}=P.S.f$

Avec :

P: chargement totale (P_u ou P_{ser}).

S : Surface de répartition de chargement.

f : flèche du centre de gravité de la surface.

Tableau III. 24. Calcul du travail externe

Eléments	Surface	Flèche	Travail externe
1	(2,8 x 2,8)/2	f /3	1,31 P.f
		∑	1,31 P.f

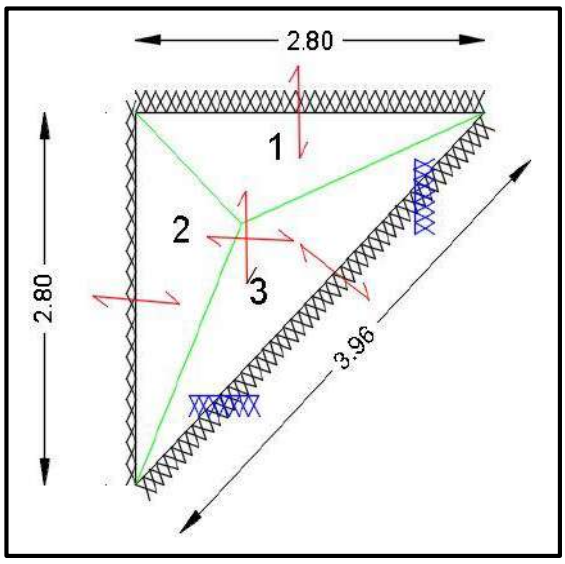


Figure III. 21. Dalle pleine type 1: Travail interne

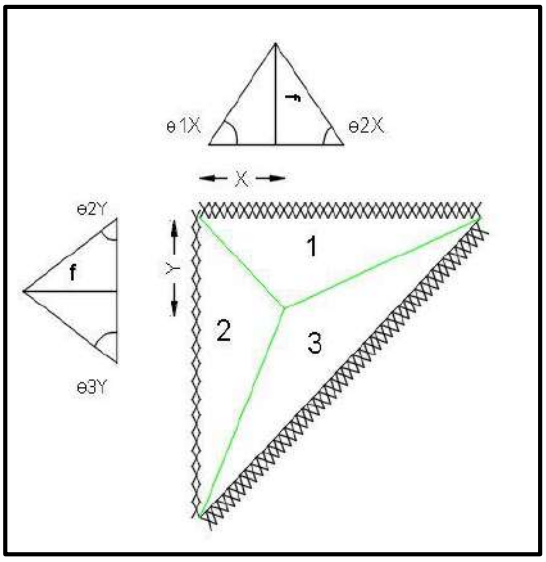


Figure III. 20. Dalle pleine Type 1 : Travail externe

- **Travail interne: T_{int}**

$T_{int}=M.L.\theta$

Avec:

M: Moment de flexion (M_u ou M_{ser}).

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

θ : Angle de rotation.

Donc: $\sum T_{ext} = \sum T_{int}$ 1,31 P.f = 1,5 M.f $\left[\frac{Lx}{Ly-2y} + \frac{Ly}{Lx-2x} + \frac{Lx}{Y} + \frac{Ly}{x}\right]$

$$P = \frac{1{,}5\ M.\left[\frac{Lx}{Ly-2y} + \frac{Ly}{Lx-2x} + \frac{Lx}{Y} + \frac{Ly}{x}\right]}{1{,}31} \Longrightarrow \{x = y = 0{,}82\ m\}$$

$$\Longrightarrow \quad M = 0{,}15\ P$$

Alors : Mu = 0,15 Pu = 1,74 kN.m

Mser = 0,15 Pser = 1,26 kN.m

b) Calcul de ferraillage a L'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur de la dalle avec une section rectangulaire (100x15) cm² soumise à la flexion simple, avec :

M_u =1,74 kN.m

$$\left\{\begin{array}{l} M_{Travée}(x) = M_{Travée}(y) = M_u = 1{,}74\ kN.m \\ M_{Appui}(x) = M_{Appui}(y) = 0.5\ M_u = 0{,}87\ kN.m \end{array}\right\}$$

$\emptyset_L$(travée) = $\emptyset_L$(appui) = 8 mm $\leq$ h/10 = 15mm

$$\left\{\begin{array}{l} d_x = h - e - \frac{\emptyset_x}{2} = 12{,}5\ cm \\ d_y = d_x - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2} = 11{,}7\ cm \end{array}\right. \Longrightarrow \quad d_{min} = 11{,}7\ cm$$

Tableau III. 25. Calcul du ferraillage à l'ELU

Position	M_u (kN.m)	μ	μ_L	β	$A_{calculé}$ (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)	Espacement
Travée	1,74	0,008	0,392	0,996	0,40	1,50	7HA8 =3,52	15 cm
Appui	0,87	0,004	0,392	0,998	0,20	1,50	7HA8 =3,52	15 cm

c) Vérification des contraintes normales à L'ELS [2]

Tableau III. 26. Vérification à l'ELS

Direction	Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Sens X	Travée	2,33	0,57	15	Oui	5,68	5,68	201,63	Oui
	Appuis	0,87	0,21	15	Oui	2,12	2,12	201,63	Oui
Sens Y	Travée	2,33	0,57	15	Oui	5,68	5,68	201,63	Oui
	Appuis	1,46	0,36	15	Oui	3,56	3,56	201,63	Oui

d) Vérification de l'effort tranchant [2]

Les armatures transversales dans les dalles ne sont pas nécessaires si la condition suivante est satisfaite :

Tableau III. 27. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU

	h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérifiée
Sens X	15	100	7,85	0,0628	1,16	Oui
Sens Y	15	100	7,85	0,0628	1,16	Oui

Donc, on n'aura pas besoin d'armature transversale.

e) Vérification de la flèche : [2]

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

Tableau III. 28. Vérifications préliminaires de la flèche

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{A}{b_0 dx}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 dx} \geq \frac{2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 dy}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 dy} \geq \frac{2}{f_e}$
Type 1	0,070	0,041	CV	0,003	0,005	CV	0,003	0,005	CV

Donc, les inégalités sont satisfaites et la flèche est assurée.

III.7.2.2. Dalle Pleine Rectangulaire « Type 2 »

a) Détermination des Sollicitations

❖ **Charges et surcharge**

Tableau III. 29. Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$P_u(kN/m^2)$	$P_s(kN/m^2)$	$M_u = 0,054\ P_u$	$M_s = 0,054\ P_s$
6,91	1,5	11,58	8,41	0,625	0,45

❖ **Calcul des moments**

On va utiliser la méthode des lignes de rupture et on a vérifié les mêmes conditions

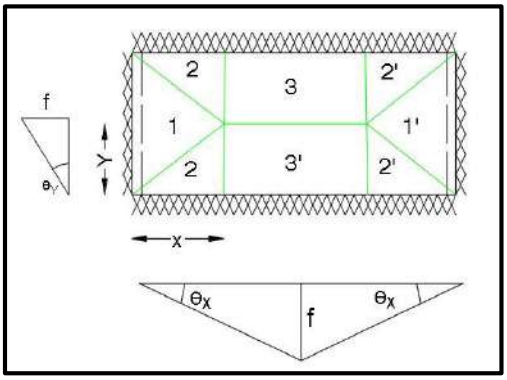


Figure III. 23. Dalle pleine type 2: Travail interne

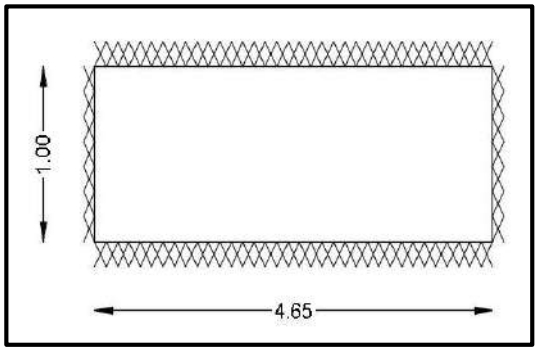


Figure III. 22. Dalle pleine Type 2 : Travail externe

Tableau III. 30. Calcul du travail externe

Eléments	Surface	Flèche	Travail externe
1	y / 2	f /3	P.f 0,16 y
2	(0,5 y) / 2	f /3	P.f 0,083 y
3	(4,65 -2y)(0,5)	f /2	P.f [1,16-0,5y]
		∑	**P.f [2,33-0,336y]**

- **Résultats**

$\Longrightarrow$ M= 0,054 P

Alors : Mu = 0,054 Pu = 0,625 kN.m

Mser = 0,054 Pser = 0,45 kN.m

b) Calcul de ferraillage a L'ELU

Tableau III. 31. Calcul du ferraillage à l'ELU

Position	M_u (kN.m)	μ	μ_L	β	$A_{calculé}$ (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)	Espacement
Travée	0,61	0,003	0,392	0,998	0,14	1,50	7HA8 =3,52	15 cm
Appui	0,61	0,003	0,392	0,998	0,14	1,50	7HA8 =3,52	15 cm

c) Vérification des contraintes normales à L'ELS [2]

Tableau III. 32. Vérification à l'ELS

	Contrainte	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Sens X	Travée	4,21	1,03	15	Oui	10,26	10,26	201,63	Oui
	Appuis	4,21	1,03	15	Oui	10,26	10,26	201,63	Oui

d) Vérification de l'effort tranchant [2]

Tableau III. 33. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU

	h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérifiée
Sens X	15	100	5,79	0,046	1,16	Oui
Sens Y	15	100	5,79	0,046	1,16	Oui

Donc, on n'aura pas besoin d'armature transversale.

e) Vérification de la flèche [2]

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

Tableau III. 34. Vérification préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{A}{b_0 dx}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 dx} \geq \frac{2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 dy}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 dy} \geq \frac{2}{f_e}$
Type 2	0,054	0,05	CV	0,003	0,005	CV	0,003	0,005	CV

Donc, les inégalités sont satisfaites et la flèche est assurée.

III.7.2.3. Dalle Pleine de la toiture pyramide « Type 3 »

Comme son nom l'indique, il s'agit d'un type de toit qui est en forme de pyramide, ce type de toit est généralement utilisé sur des petites portions, est un élément décoratif dans les grande structure.

Ce rôle principal dans notre projet est de protéger le vide contre la pluie le vent ainsi qu'il assurée l'entrer de lumière de soleil.

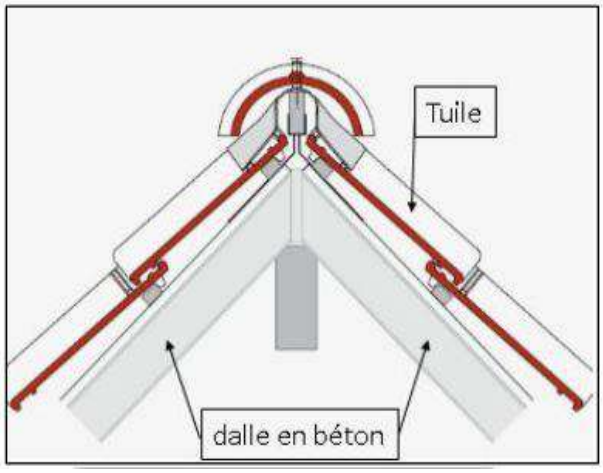


Figure III. 24. Dalle pleine Type 3

a) Détermination des sollicitations

- **Charges et surcharge**

Tableau III. 35. Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m²)	P_s (kN/m²)	M_u =0,468 P_u	M_s =0,468 P_s
0,60+25x0,15= 4,35	1,5	7,37	5,35	3,45	2,50

- **Calcul des moments**

On va utiliser la même méthode

$$\sum \text{Travaux externes} = \sum \text{Travaux internes}$$

Remarque : La pente est négligeable.

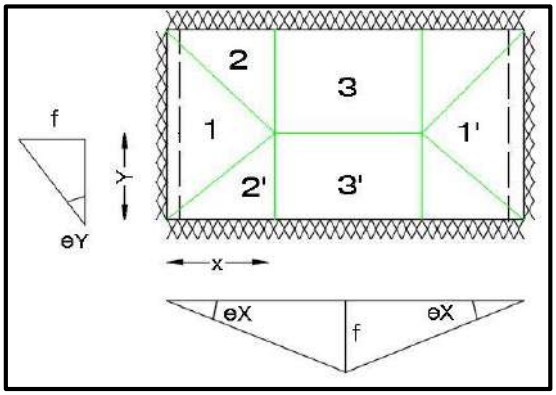


Figure III. 25. Dalle pleine type 3: Travail interne

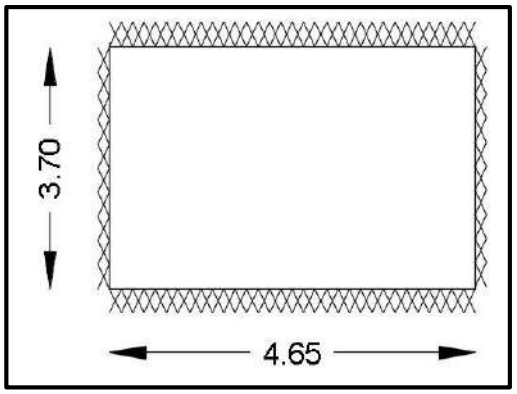


Figure III. 26. Dalle pleine Type 3 : Travail externe

Tableau III. 36. Calcul du travail externe

Eléments	Surface	Flèche	Travail externe
1	(3,7 y) / 2	f /3	P.f 0,61
2	(1,86 y) / 2	f /3	P.f 0,31
3	(4,65 -2y)(1,85)	f /2	P.f [4,30-1,85y]
		∑	**P.f [8,60-1,236y]**

- **Travail interne : T_{int}**

$$\Longrightarrow \quad M= 0,468\ P$$

Alors : $Mu = 0,468\ Pu = 3,45$ kN.m

$Mser = 0,468\ Pser = 2,50$ kN.m

b) Calcul de ferraillage a L'ELU

Tableau III. 37. Calcul du ferraillage à l'ELU

Position	M_u (kN.m)	μ	μ_L	β	$A_{calculé}$ (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)	Espacement
Travée	3,45	0,015	0,392	0,992	0,79	1,50	7HA8 =3,52	15 cm
Appui	1,725	0,008	0,392	0,996	0,39	1,50	7HA8 =3,52	15 cm

c) Vérification des contraintes normales à L'ELS [2]

Tableau III. 38. Vérification à l'ELS

	Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Sens X	**Travée**	3,98	0,97	15	Oui	9,70	9,70	201,63	Oui
	Appuis	1,40	0,34	15	Oui	3,41	3,41	201,63	Oui

d) Vérification de l'effort tranchant [2]

Tableau III. 39. Vérification de la contrainte de cisaillement à L'ELU

	h(cm)	b(cm)	T_u(kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$(MPa)	Vérifiée
Sens X	15	100	7,08	0,056	1,16	Oui
Sens Y	15	100	6,59	0,053	1,16	Oui

Donc, on n'aura pas besoin d'armature transversale.

e) Vérification de la flèche [2]

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

Tableau III. 40. Vérification préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0}$	$\frac{A}{b_0 dx}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 dx} \geq \frac{2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 dy}$	$\frac{2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 dy} \geq \frac{2}{f_e}$
Type 3	0,054	0,050	CV	0,003	0,005	CV	0,003	0,005	CV

Donc, la flèche est assurée.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

L'analyse dynamique de la structure nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure qui va être introduite dans un programme de calcul dynamique. Cette modélisation permet de déterminer les modes propres de vibrations et les efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

IV.2.1. Centre de masse

C'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

W_i: Poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

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

X_G, Y_G: Coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2. Centre de rigidité

C'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, on aura visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : Notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical ; Pour diminuer ce risque, on envisage des portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum R_{yi} . X_i}{\sum R_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{xi} . Y_i}{\sum R_{xi}}$$

X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: Coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y), R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.3.1. Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé, Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

Poteau carré: $$I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.3.2. Les refends pleins (voiles pleines)

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en (%), il a un grand rôle d'augmenté la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$: La rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E : module de YOUNG.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: Moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- **Moment d'inertie :**

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \quad \text{par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L.e^3}{12} \quad \text{par rapport à " YG ".}$$

IV.2.4. Excentricité statique (théorique)

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par : $\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$

IV.2.5. Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs précédentes de l'excentricité.

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à cette excentricité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE

IV.3.1. Introduction [1]

L'ouvrage en question sera implanté à TABLAT, zone IIa (sismicité moyenne) selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 14 m pour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour satisfaire les exigences du RPA 99 v2003.

IV.3.2. Modélisation

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, à cet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

- **Les hypothèses de conception des voiles**

✓ La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

✓ La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.

✓ Limitation de l'excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.3. Analyse de notre structure

La modélisation et le calcul se fait par le logiciel d'analyse structurelle : **'SAP2000 v20.2.0'**.

On a essayé plusieurs dispositions : On adopte la dernière disposition (**figure IV.1**) pour être la disposition finale, donc toutes les vérifications se faîtes, selon ce modèle.

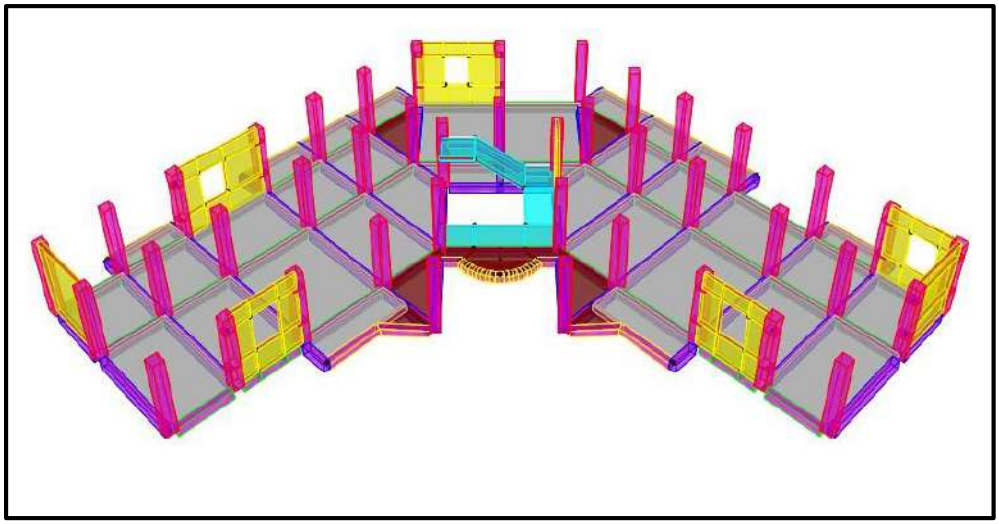


Figure IV. 1.Disposition des voiles (vue en 3D)

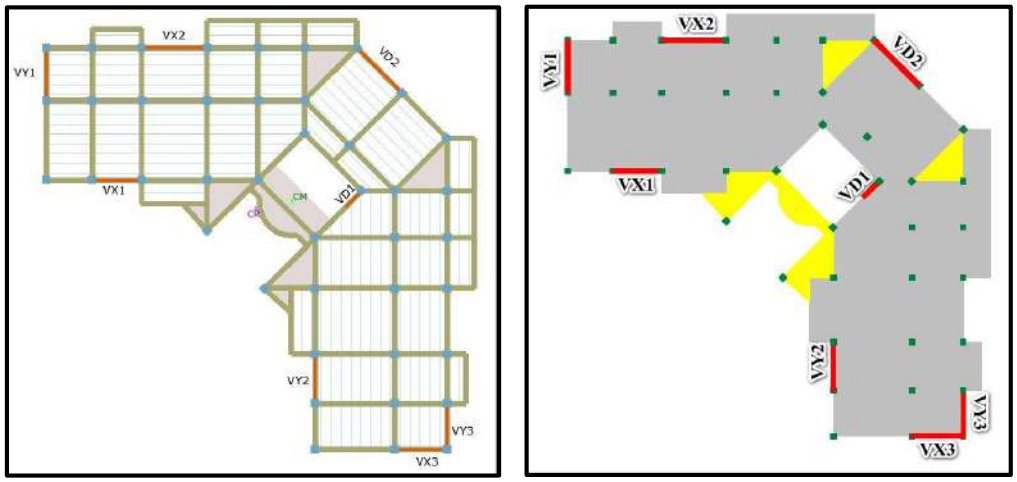


Figure IV. 2.Centre de masse et de rigidité (disposition des voiles en 2D)

IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité

Tableau IV. 1. Centre de masse et centre de torsion.

Niveau		Masse et centre de masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	Niveau(m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	$\sum K_x$ (m^4)	$\sum K_y$(m^4)	X_R (m)	Y_R (m)
F_ DIAPH_3,24	3,24	4915,288	15,136	15,322	4,267E+003	3,883E+003	11,649	13,766
E_ DIAPH_6,48	6,48	4858,918	15,142	15,323	4,267E+003	3,883E+003	12,375	14,066
D_DIAPH_9,72	9,72	4804,611	15,147	15,323	4,267E+003	3,883E+003	12,748	14,207
C_DIAPH_12,96	12,96	4754,873	15,152	15,323	4,267E+003	3,883E+003	12,995	14,318
B_DIAPH_16,20	16,20	4703,136	15,157	15,326	4,267E+003	3,883E+003	13,161	14,403
A_DIAPH_19,44	19,44	3843,107	15,215	15,332	4,267E+003	3,883E+003	13,291	14,471

IV.3.3.2. Excentricité [1]

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA 2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y$$

Avec : L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

- **Dimensions du bâtiment**

Longueur du bâtiment = 26,45 m , Largeur du bâtiment = 26,45 m

- **Excentricité admissible**

Excentricité suivant x = 15 %.L_X = 3,97 m , Excentricité suivant y = 15 %.L_Y = 3,97

Tableau IV. 2.Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	E_X(m)	E_{adm}(m)	$E_X \leq E_{adm}$	E_Y(m)	E_{adm}(m)	$E_Y \leq E_{adm}$
3,24	3,485	3,97	Oui	1,558	3,97	Oui
6,48	2,766	3,97	Oui	1,260	3,97	Oui
9,72	2,398	3,97	Oui	1,119	3,97	Oui
12,96	2,156	3,97	Oui	1,007	3,97	Oui
16,20	1,995	3,97	Oui	0,925	3,97	Oui
19,44	1,924	3,97	Oui	0,862	3,97	Oui

IV.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.4.1. Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone IIa , Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

- Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2.0 ».

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale [1]

IV.4.2.1. Principe de la méthode

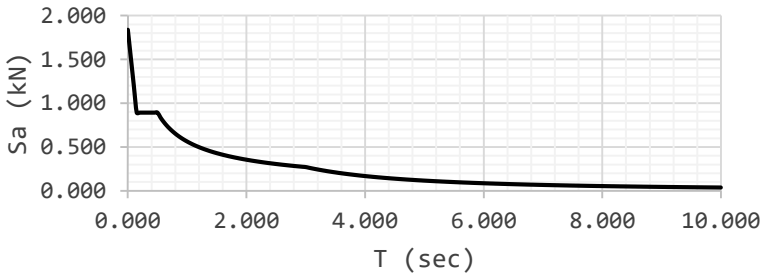
Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.2.0 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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



$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 »)

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone IIa, groupe d'usage 2) ⇒ A=0,15

IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales est reprisent conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les Portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc on prend un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (R=5), et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**SAP 2000 version 20.2.0**)

Suivant X :

Tableau IV. 3.Justification du coefficient de comportement R - sur X .

Étage	Sollicitations dues aux charges		Sollicitations dues aux charges	
Diaphragme N°	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_ 19,44	91,207	8,793	75,162	24,838
B_ DIAPH_ 16,20	90,650	9,350	50,450	49,550
C_ DIAPH_ 12,96	89,592	10,408	49,937	50,063
D_ DIAPH_ 9,72	90,213	9,787	38,681	61,319
E_ DIAPH_ 6,48	91,364	8,636	38,121	61,879
F_ DIAPH_ 3,24	92,755	7,245	41,781	58,219

Suivant Y :

Tableau IV. 4.Justification du coefficient de comportement R - sur Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges		Sollicitations dues aux charges	
Diaphragme N°	Nz / Poteaux	Nz /Voiles (%)	Tx/ Poteaux (%)	Tx / Voiles (%)
A_ DIAPH_ 19,44	90,549	9,451	77,400	22,600
B_ DIAPH_ 16,20	90,112	9,888	55,318	44,682
C_ DIAPH_ 12,96	89,185	10,815	55,098	44,902
D_ DIAPH_ 9,72	89,829	10,171	40,506	59,494
E_ DIAPH_ 6,48	91,016	8,984	38,334	61,666
F_ DIAPH_ 3,24	92,348	7,652	35,165	64,835

IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau IV. 5.détermination du facteur de qualité Q de la structure.

Critère (q)	Suivant X		Suivant X	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0 ,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0	Non	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,05	Oui	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,1		0,1	
Q	1,1		1,1	

IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.4.3.1. Analyse modale

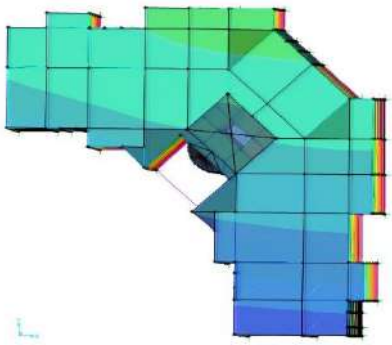
IV.4.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV. 6.Le comportement des trois premiers modes.

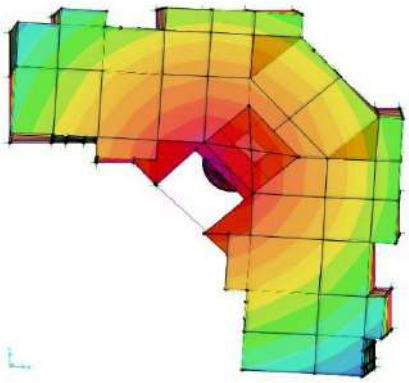
Modes	1	2	3
Période (s)	0,518	0,463	0,367
Participation massique suivant X	2,60 %	68,07 %	0,53 %
Participation massique suivant Y	65,88 %	2,00 %	3,17 %
Participation massique suivant Z	2,27 %	0,89 %	66,10 %
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour l'axe Z



a) Mode 1(translation suivant Y)



b) Mode 2(translation suivant X)



c) Mode 3(rotation auteur de Z)

Figure IV. 3.Comportement des trois premiers modes.

IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie) [1]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après : RPA [Art 4.3.4.a]

Tableau IV. 7.Comportement des trois premiers modes.

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0,518	0,518	2,60	65,88	2,27
2	0,463	0,981	68,07	2,00	3,17
3	0,367	1,348	2,27	0,89	66,10
4	0,144	1,492	57,10	57,18	52,60
5	0,130	1,622	57,93	57,20	52,72
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
67	0,048	5,173	96,157	96,73	89,987
68	0,047	5,220	96,211	96,73	91,195

- **Commentaire**

La structure a été dissipé de 90 % de l'énergie stockée au 68 mode avec un temps égale à « T=5,22 sec ».

IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure

a) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [1]

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

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{Ed}{V} \geq 80\%$$

- **Calcul de la force sismique totale V [1]**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone IIa, Groupe 2) ⇒ A=0,15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \le T \le 3\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \ge 3\,\text{sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ $T_2 = 0{,}50$ sec

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 19{,}44}{\sqrt{26{,}45}} = 0{,}34 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 19{,}44}{\sqrt{26{,}45}} = 0{,}34$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}205 \quad , \quad D_y = 2{,}205$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \quad W = 27879{,}933\ kN$$

✓ On représente les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8.Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	R	$\mathbf{W(kN)}$	$\mathbf{V_x(kN)}$	$\mathbf{V_y(kN)}$
0 ,15	2,205	2,205	1,1	1,1	5	27879,933	2035,235	2035,235

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

$$Ed_x = 1846{,}126\ kN \quad , \quad Ed_Y = 1747{,}578\ kN$$

Tableau IV. 9.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Direction	$\mathbf{V(kN)}$	$\mathbf{Ed(kN)}$	$\frac{\mathbf{Ed}}{\mathbf{V}}$	$\frac{\mathbf{Ed}}{\mathbf{V}} \geq \mathbf{0,8}$
Sens X	2035,235	1846,126	0,907	Oui
Sens Y	2035,235	1747,578	0,859	Oui

b) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} \cdot h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} \cdot h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i \cdot X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i \cdot Y_G$$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

➢ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7\ sec \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

Avec

$$T_x = 0{,}34\ sec \quad , \quad T_y = 0{,}34\ sec \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$$

$$F_{ix} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} Ed_x \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} Ed_y$$

Tableau IV. 10.Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{Rxi} (kN.m)	M_{Ryi} (kN.m)	M_{Sxi} (kN.m)	M_{Syi} (kN.m)
19,44	3843,11	74710,058	449,79746	425,7868	8744,063	8277,2961	58472,92	58922,56
16,20	4703,14	76190,868	458,71279	434,2263	7431,147	7034,4653	71285,49	72080,32
12,96	4754,87	61623,115	371,00655	351,2019	4808,245	4551,5761	72045,79	72858,87
9,72	4804,61	46700,809	281,1657	266,1568	2732,931	2587,0441	72775,43	73621,04
6,48	4858,92	31485,802	189,56261	179,4436	1228,366	1162,7944	73573,77	74453,23
3,24	4915,29	15925,54	95,880896	90,76268	310,6541	294,07108	74397,83	75312.07
Somme		**306636.19**	/	/	**25255.41**	**23907.247**	**422551.2**	**427248.1**

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_R} = \frac{422551.2}{25255.41} = \mathbf{16,73 \geq 1,5} \quad \mathbf{CV}$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{427248.1}{23907.247} = \mathbf{17,87 \geq 1,5} \quad \mathbf{CV}$$

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

c) Vérification des déplacements inter-étage [1]

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\,\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

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

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doit pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0{,}01 h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV. 11.Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau	h_e(cm)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
19,44	324	0,789	3,945	0,765	3,24	Oui
16,20	324	0,636	3,18	0,805	3,24	Oui
12,96	324	0,475	2,375	0,79	3,24	Oui
9,72	324	0,317	1,585	0,72	3,24	Oui
6,48	324	0,173	0,865	0,56	3,24	Oui
3,24	324	0,061	0,305	0,305	3,24	Oui

Tableau IV. 12.Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	h_e(cm)	δ_{ek}(cm)	δ_k(cm)	Δ_k(cm)	Δ_{adm}(cm)	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
19,44	324	1,04	5,2	1,015	3,24	Oui
16,20	324	0,837	4,185	1,07	3,24	Oui
12,96	324	0,623	3,115	1,05	3,24	Oui
9,72	324	0,413	2,065	0,955	3,24	Oui
6,48	324	0,222	1,11	0,735	3,24	Oui
3,24	324	0,075	0,375	0,375	3,24	Oui

- **Commentaire :**

Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.

d) Vérification de l'effet P-Δ. [1]

Les effets du 2^{éme} ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k: Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k : Hauteur de l'étage " k ".

Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV. 13.Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	P_k (kN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	V_{kx} (kN)	V_{ky} (kN)	h_k (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0,1$
19,44	3843,11	0,765	1,015	449,8	426,09	324	0,02	0,028	Oui
16,20	4703,14	0,805	1,07	458,72	434,54	324	0,026	0,036	Oui
12,96	4754,87	0,79	1,05	371,01	351,45	324	0,031	0,044	Oui
9,72	4804,61	0,72	0,955	281,17	266,35	324	0,039	0,053	Oui
6,48	4858,92	0,56	0,735	189,56	179,57	324	0,044	0,062	Oui
3,24	4915,29	0,305	0,375	95,88	90,83	324	0,047	0,062	Oui

IV.4.3.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments [2]

- **Les poutres :**

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

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV. 14.Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	V_u (kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×40	118,86	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	1,06	3,33	Oui
Poutres secondaires	30×35	42,73	G +Q+ Ed_y	Fissuration préjudiciable	0,44	3,26	Oui
Longrines	30×35	30,33	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0,31	2,50	Oui

Chainage	30×30	46,14	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0,56	2,50	Oui
Poutre Palière	30×35	79,94	G+Q+ Ed_x	Fissuration préjudiciable	0,82	3,26	Oui

➢ **Commentaire :**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

➢ **Les poteaux [1]**

D'appris (RPA2003 « Art 4.4.3 »). On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \qquad \rho = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0{,}7 \times H}{(b/\sqrt{12})}$$

Tableau IV. 15.Vérification de cisaillement des Poteau.

Section(cm²)		H(m)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens X	Poteau 35×35	3,24	G+Q-Ed_x	49,22	0,433	1,875	Oui
	Poteau 40×40	3,24	G+Q-Ed_x	55,53	0,37	1,875	Oui
	Poteau 45×45	3,24	G+Q+Ed_x	68,8	0,36	1	Oui
Sens Y	Poteau 35×35	3,24	0,8G+Ed_Y	100,94	0,887	1,875	Oui
	Poteau 40×40	3,24	G+Q-Ed_Y	117,22	0,781	1,875	Oui
	Poteau 45×45	3,24	G+Q-Ed_Y	113,63	0,594	1	Oui

➢ **Commentaire :**

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement**.**

➢ **Les voiles**

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$$

Avec : V_u: L'effort tranchant ;b : l'épaisseur de voile ;d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0{,}2 \, . f_{c28}$

Tableau IV. 16.Vérification de cisaillement des voiles suivant X.

Direction	Voile	B (cm)	L (m)	Angle (°)	$\|V_u\|$ (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens X	V_{X1}	15	3,00	0	251,78	$G + Q + Ed_x$	0,870	5	Oui
	V_{X2}	15	4,00	0	453,39	$G + Q + Ed_x$	1,175	5	Oui
	V_{X3}	15	3,20	0	488,95	$G + Q - Ed_x$	1,045	5	Oui

Tableau IV. 17.Vérification de cisaillement des voiles suivant Y.

Direction	Voile	b (cm)	L (m)	Angle (°)	$\|V_u\|$ (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Sens Y	V_{Y1}	15	3,20	90	613,67	$G + Q - Ed_y$	1,989	5	Oui
	V_{Y2}	15	3,00	90	272,78	$G + Q - Ed_y$	0,943	5	Oui
	V_{Y3}	15	2,80	90	292,47	$G + Q - Ed_y$	1,083	5	Oui

Tableau IV. 18.Vérification de cisaillement des voiles diagonales.

Voile	b (cm)	L (m)	Angle (°)	$\|V_u\|$ (kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V_{D1}	15	1,40	45	250,41	$G + Q - Ed_x$	1,85	5	Oui
V_{D2}	15	3,90	-45	293,08	$G + Q + Ed_x$	0,78	5	Oui

- **Commentaire**

Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement

b) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux [1]

D'après (RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau IV. 19.Vérification de l'effort normal réduit.

Etage	Section(b*h)	$N_d(kN)$	$B_c(mm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
5ème	POT (35×35)	208,35	108900	$G + Q + Ed_x$	0,077	Oui
4ème	POT (35×35)	422,58	108900	$G + Q + Ed_x$	0,155	Oui
3ème	POT (40×40)	654,03	144400	$G + Q + Ed_x$	0,182	Oui
2ème	POT (40×40)	892,82	144400	$G + Q + Ed_x$	0,247	Oui
1èr	POT (45×45)	1140,52	184900	$G + Q + Ed_x$	0,247	Oui
RDC	POT (45×45)	1381,11	184900	$G + Q + Ed_x$	0,299	Oui

- **Commentaire :**

Les poteaux a la base sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraint normale de compression (l'effort normal réduit).

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 20.Dimensions finales des éléments.

Eléments	Section	Eléments		Section
Poutres principales	30x40	Voile de contreventement		15 x L
Poutres secondaires	30x35	Poteau	4ème, 5ème étage	35x35
Poutre Chainage	30x30		2ème, 3ème étage	40x40
Longrines	30x35		RDC, 1er étage	45x45

IV.5. CONCLUSION

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète un bon comportement vis-à-vis les actions sismiques. La structure à une très bonne stabilité et rigidité contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION

Le calcul de ferraillage sera fait conformément aux règlements RPA99 version2003 [1] et CBA93 [2] en utilisant leurs combinaisons.

- **Combinaisons données par CBA93 [2]**

  ELU (situation durable) : 1.35G + 1.5Q

  ELS : G + Q

- **Combinaisons données par RPA99 V2003 [1]**

  ELU (situation accidentelle) : G+Q±E et 0.8G±E

  Avec :

  G : charges permanentes.

  Q : charges d'exploitation.

  E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

Le calcul de ferraillage des poutres sera fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types de poutres (poutres principales, poutres secondaires), avec toutes les vérifications nécessaires des contraintes des déformations.

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Tableau V. 1. La section calculée d'armatures des poutres.

Elément	**(bxh)** (cm²)	$\mathbf{M_t}$ **(kN. m)**	Combinaison	$\mathbf{A_{S1}}$ $\mathbf{(cm^2)}$	$\mathbf{M_a}$ **(kN. m)**	Combinaison	$\mathbf{A_{S2}}$ $\mathbf{(cm^2)}$
Poutres principales	30x40	48,29	1.35G+1.5Q	3,87	-89,26	$G + Q - E_y$	6,34
Poutres secondaires	30x35	19,88	1.35G+1.5Q	1,80	-42,64	$G + Q - E_x$	3,41

Tableau V. 2. La section choisie d'armatures des poutres.

Elément	Section calculée		Section choisie	
Poutres principales	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$
	3,87	6,34	$3HA12 + 1_{CH}HA12 = 4,52$	$3HA12 + 3_{CH}HA12 = 6,79$
Poutres secondaires	$\mathbf{A_{S1}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S2}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{S1}, A_{S2}(cm^2)}$	
	1,80	3,41	$3HA12 + 1_{CH}HA12 = 4.52$	

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS [2]

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V. 3.Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ (kN.m)	$M_{a\,ser}$ (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	35,18	-59,87	5,46	226,61	61,38	8,09	260,87	95,93	15	400	CV
Poutres secondaires	14,43	-18,64	3,11	32,12	142,52	4,02	184,10	41,50	15	201,63	CV

Section minimale :

$A_{min} = 0{,}5\%\ b.h\ (cm^2)$ RPA2003 (Art. 7.5.2.1).

Section tendue: $A_{tmin} = 0{,}1\%\ b.h\ (cm^2)$ CBA93 (Art. B. 6.4).

Tableau V. 4.Vérification de section d'armatures.

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification
Poutres principales	4,52	6,79	6	1,2	CV
Poutres secondaires	3,39	4,52	5,25	1,05	CV

V.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V. 5.Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	V_{max}(kN)	Combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x40	118,87	$G + Q + E_x$	1,06	3,33	CV
Poutres secondaires	30x35	42,98	$G + Q + E_y$	0,44	3,26	CV

V.2.4. Ferraillage transversal des poutres [1] [2]

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $F_e E400$.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

Selon le RPA2003	*Selon le CBA93*
$S_t \leq \frac{A_t}{0.003 * b}$ $S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}, 12\emptyset\right]$ *Zone nodale* $S' \leq \frac{h}{2}$ *Zone courante*	$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e(cos\alpha + sin\alpha)}$ $S_t \leq [0.9d\ , 40cm]$ $\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4\ MPa$

Tableau V. 6. La section d'armatures transversales.

Elément	V_{max}(kN)	τ_u(MPa)	$S_{adoptée}$(cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm²)
			S(ZN)(cm)	S'(ZC)(cm)	
Poutres principales	118,87	1,06	10	15	4Ø8 = 2,01
Poutres secondaires	42,98	0,44	10	15	4Ø8 = 2,01

V.2.5. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : $M_t = k.M_0$; k : Est un coefficient rédacteur $(0,75 \leq k \leq 0,85)$, on prend : k=0,8.

Tableau V. 7.Vérification préliminaire de la flèche des poutres.

Elément	1ère condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres Principale	0,08	0,625	CNV	0,083	0,080	CV	0,004	0,0105	CNV
Poutres Secondaires	0,07	0,625	CNV	0,070	0,080	CNV	0,003	0,0105	CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche

Tableau V. 8.Vérification de la flèche des poutres principales.

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Fléche		Vérification
L [m]	b [cm]	h [cm]	Mag [KN. M]	Mt [KN. M]	Mad [KN. M]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	[f'] [mm]	[**f**] [mm]	
4,5	30	40	-51,87		-42,06	4,52	3,39	2,2	9	Oui
				35,18						

Tableau V. 9.Vérification de la flèche des poutres secondaires.

Section			Solicitations à L'ELS			Armatures principales		Fléche		Vérification
L [m]	b [cm]	h [cm]	Mag [KN. M]	Mt [KN. M]	Mad [KN. M]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	[f'] [mm]	[**f**] [mm]	
3,9	30	35	-18,64		-4,30	3,39	3,39	0,1	7,8	Oui
				4,90						

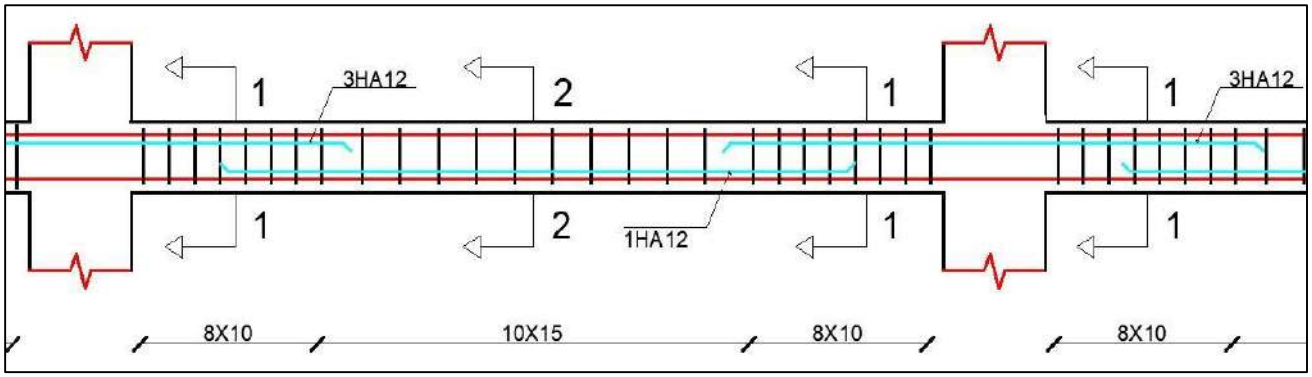


Figure V. 2. Disposition des armatures pour les poutres principales.

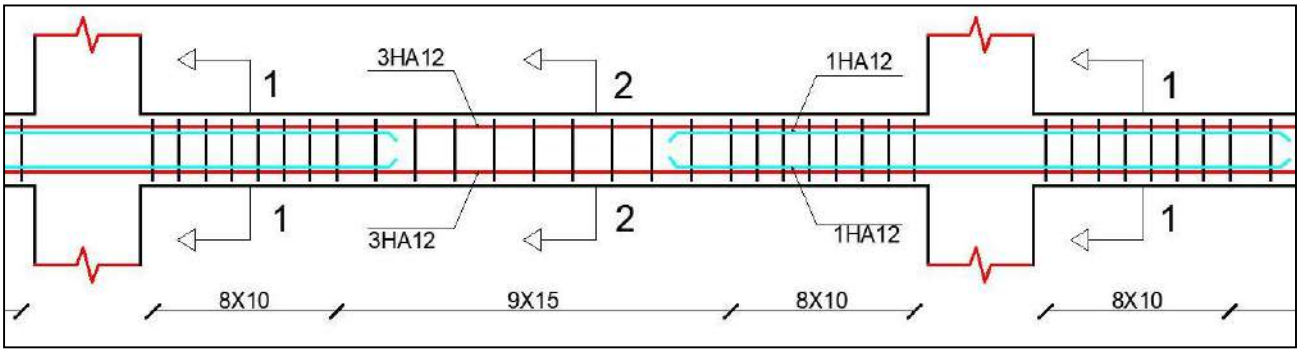


Figure V. 1. Disposition des armatures pour les poutres secondaires.

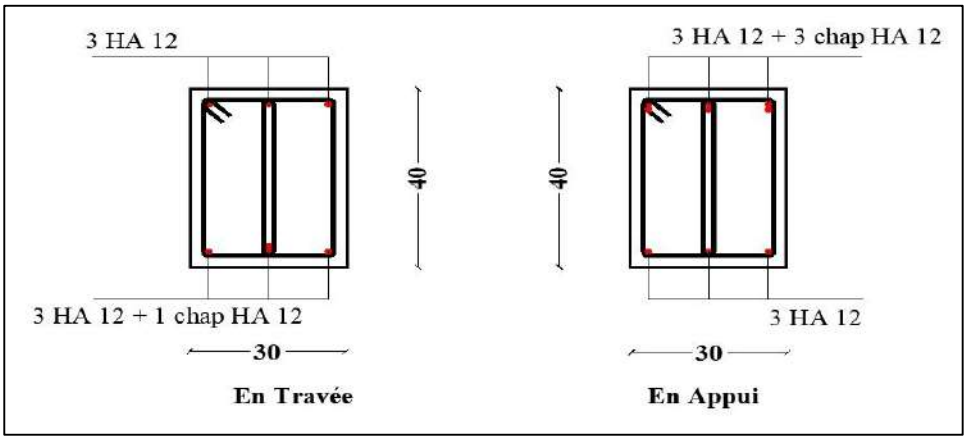


Figure V. 3. Dessin de ferraillage des poutres principales.

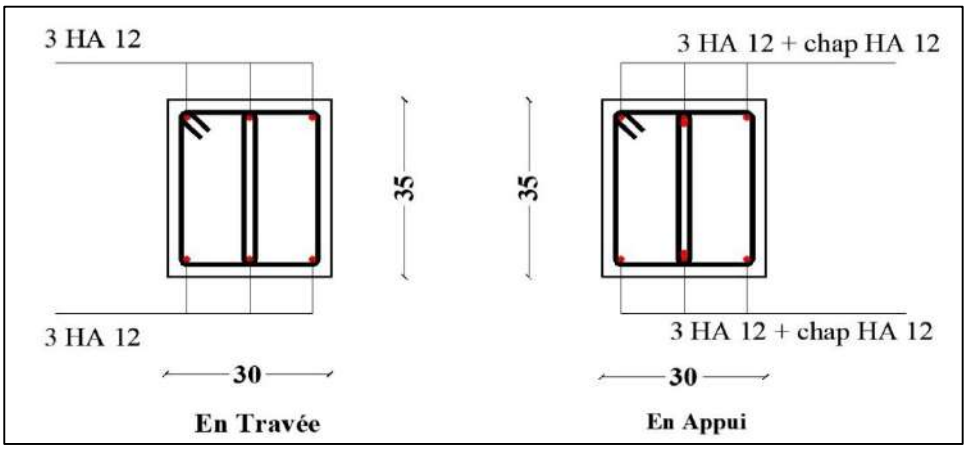


Figure V. 4. Dessin de ferraillage des poutres secondaires.

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage sera fait en flexion composée déviée(N, M_x, M_y).

V.3.1. Calcul de ferraillage à L'ELU ou L'ACC [1]

V.3.1.1. Recommandations sur le ferraillage minimal

Selon le CBA93 :

$$A_l = Min \begin{cases} 4\ cm^2 \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 »

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIa par :

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \qquad (Zone\ courante)$$

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \qquad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Ø en zone IIa .
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$ Avec h_e : La hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $M_{x\ max}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}\ et\ N_{correspendent}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ N_{correspendent}$

Tableau V. 10. La section d'armatures des poteaux.

Section	Niveau	Cas	N (KN)	Mx corr (KN.m)	My corr (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	A_{total} (cm²)	Amin (cm²)	A choisie (cm²)
45x45	RDC+ 1er Etage	Nmax→Mcor	-1624,9	2,67	0,45	2,25	1,35	7,2	16,20	**12HA14 = 18,47**
		Nmin→Mcor	-557,74	0,75	8,81	2,25	1,35			
		Mxmax→Ncor	-1042,177	23,33	16,39	2,25	1,35			
40x40	2ème + 3ème Etage	Nmax→Mcor	-1046,07	5,48	-1,29	2	1,20	6,4	12,80	**4HA14 + 8HA12 = 15,21**
		Nmin→Mcor	-348,73	-1,15	-18,70	2	1,20			
		Mxmax→Ncor	-719,25	27,58	22,94	2	1,20			
35x35	4ème + 5ème Etage	Nmax→Mcor	-526,5	5,69	0,22	1,75	1,05	5,6	9,80	**4HA14 + 4HA12 = 10,68**
		Nmin→Mcor	-153,93	-0,76	-15,88	1,75	1,05			
		Mxmax→Ncor	-377,21	25,11	22,16	1,75	1,05			

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS [2]

Tableau V. 11.Vérification des contraintes à l'ELS.

Section	Niveau	Cas	N (KN)	Mx corr (KN.m)	My corr (KN.m)	σb Mpa	σs Mpa	$\overline{\sigma b}$ Mpa	$\overline{\sigma' s}$ Mpa	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
45x45	RDC+ 1er Etage	Nmax→Mcorr	1189,62	-1,94	-0,40	5,54	0	15	201,63	Vérifiée
		Nmin→Mcorr	-410,03	0,54	-6,45	2,28	0	15	201,63	Vérifiée
		Mxmax→Ncorr	-762,74	16,93	11,94	5,15	/	15	/	Vérifiée
40x40	2ème + 3ème Etage	Nmax→Mcorr	766,28	-3,99	0,79	4,66	0	15	201,63	Vérifiée
		Nmin→Mcorr	-256,32	-0,84	-13,69	2,61	5,15	15	201,63	Vérifiée
		Mxmax→Ncorr	-526,41	20,07	16,76	5,87	/	15	/	Vérifiée
35x35	4ème + 5ème Etage	Nmax→Mcorr	386,16	-4,16	-0,32	3,38	0	15	201,63	Vérifiée
		Nmin→Mcorr	-113,13	-0,56	-11,62	2,63	12,06	15	201,63	Vérifiée
		Mxmax→Ncorr	-276,42	18,28	16,21	6,74	30,35	15	/	Vérifiée

V.3.2. Armatures transversales [1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, S_t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$St \leq \begin{cases} Min[10\emptyset_l\,;15cm] & zone\ nodale \\ 15\emptyset_l & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité d'armatures transversales minimale en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Tableau V. 12. La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu (KN)	λ_g	ρ	$S_{t\,cal}$ CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\,min}$	A_{tChoix} (cm²)
45× 45	113,63	17,63	2,5	22,46	Courante	15	2,025	4Ø8 = 2,01
					Nodale	10		4Ø8 = 2,01
40× 40	117,22	19,84	2,5	23,10	Courante	15	1,8	4Ø8 = 2,01
					Nodale	10		4Ø8 = 2,01
35× 35	100,94	22,67	2,5	22,23	Courante	15	1,575	4Ø8 = 2,01
					Nodale	10		4Ø8 = 2,01

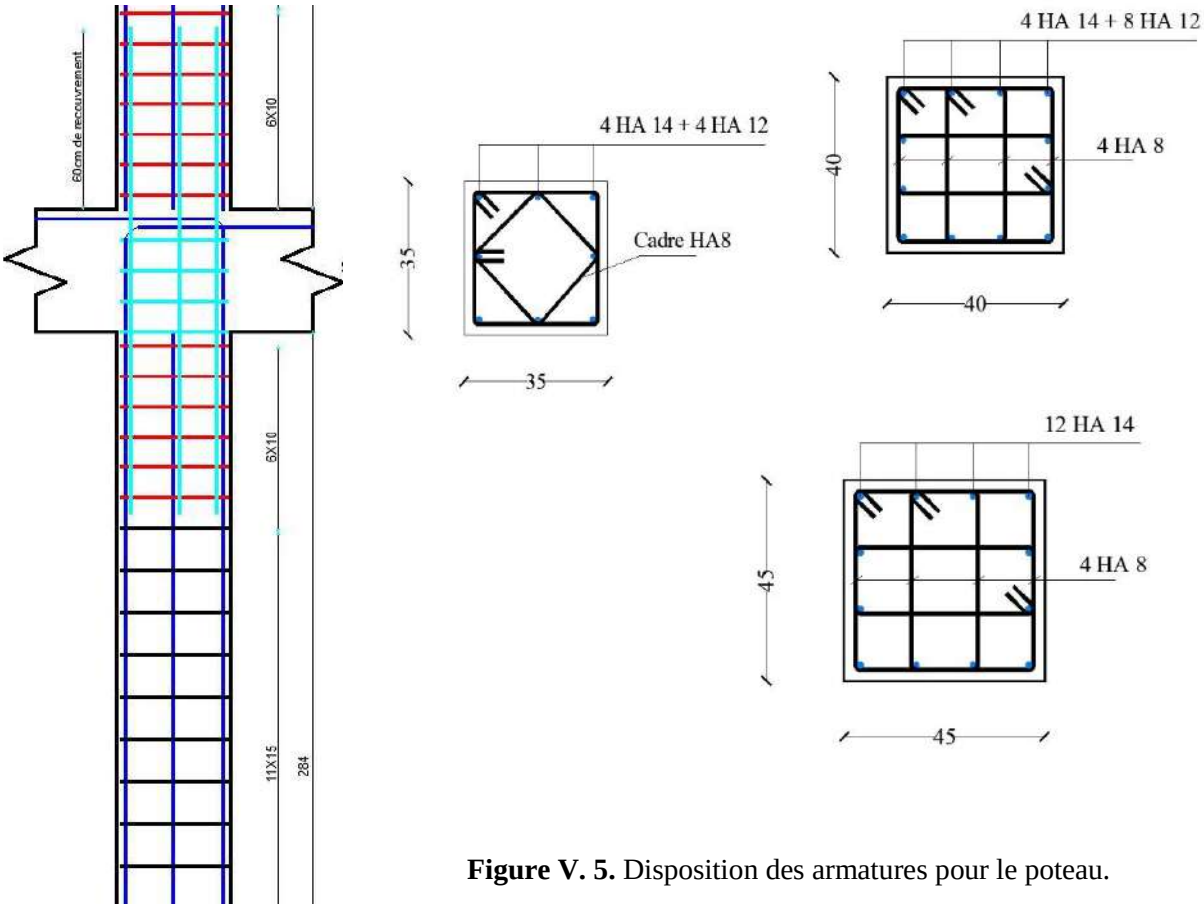


Figure V. 5. Disposition des armatures pour le poteau.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée en suivant la méthode des forces

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux sera calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), et le ferraillage des linteaux sera calculé en traction/compression ou bien flexion simple.

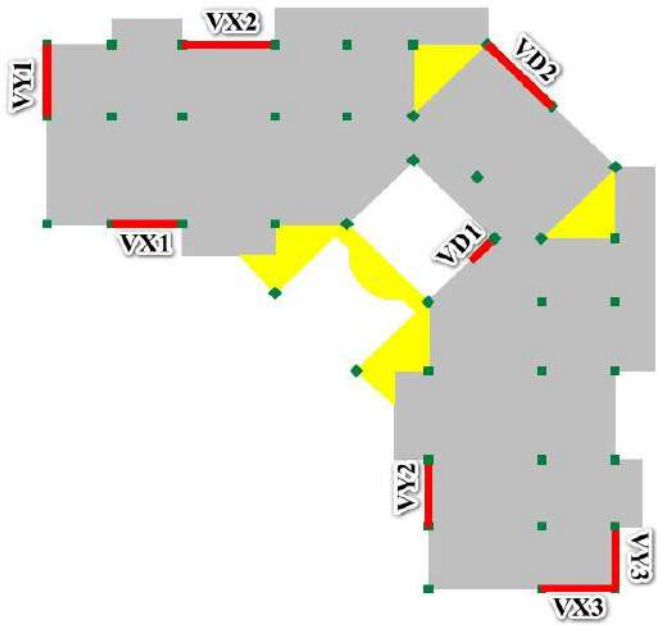


Figure V. 6. Disposition des voiles.

V.4.1. Ferraillage des trumeaux [1] [2]

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

Section minimales et maximales :

On va récapituler tous les résultats de calcul du ferraillage des voiles dans les tableaux suivants :

Tableau V. 13. Section minimales et maximales du ferraillage selon règlements.

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :	Selon le CBA93 Art B.6.4 :
$A_v = 0{,}2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile. $A_v = 0{,}15\%B$, B: La section globale de voile. $A_v = 0{,}1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.	$0{,}1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0{,}5\% \Rightarrow A_v \geq 0{,}1\%B_t$

Tableau V. 14. La section calculée d'armatures verticales des voiles.

Voile	S cm²	d cm	C cm	L/10 cm	N kN	M kN.m	Cas	$A_{calculé}$ cm²	$A'_{calculé}$ cm²
VX1	15x117,5	415,63	5,875	11,75	-7,17	52,77	**S.P.T**	1,28	0
VY1	15x365	197,13	18,25	36,5	668,59	2224,67	**S.P.C**	8,62	0,00
VX3	15x365	185,73	18,25	36,5	-75,90	1255,37	**S.P.T**	10,16	0,00
VD1	15x162,5	460,75	8,125	16,25	959,69	934	**S.P.C**	7,10	0,00
VD2	15x166,5	603,25	8,325	16,65	-28,51	136,81	**S.P.T**	2,51	0,00
VY3	15x117,5	589	5,875	11,75	-101,24	61,31	**S.P.T**	2,71	0,00
VX2	15x197,5	211,38	9,875	19,75	-56,89	279,09	**S.P.T**	4,5	0,00

Tableau V. 15. La section choisie d'armatures verticales des voiles.

Voile	As Zone nodal			As Zone Courante			$Av_{globale}$ cm²
	$As1_{choisie}$ cm²	$As2_{choisie}$ cm²	St cm	Amin cm²	$A_{choisie}$ cm²	St cm	
VX1	2x(4HA14) = 12,32	2x(4HA8)=4,02	10	1,7625	2x(2HA8)=2,01	20	18,35
VY1	2x (4HA14)=12,32	2x (4HA14)=12,32	10	5,475	2x(14HA8)=14,07	20	38,71
VX3	2x (4HA14)=12,32	2x (4HA14)=12,32	10	5,475	2x(14HA8) =14,07	20	38,71
VD1	2x (4HA14)=12,32	2x(4HA8)=4,02	10	2,4375	2x(4HA8)=4,02	20	20,36
VD2	2x (4HA14)=12,32	2x(4HA8)=4,02	10	2,4975	2x(4HA8)=4,02	20	20,36
VY3	2x (4HA14)=12,32	2x(4HA8)=4,02	10	1,7625	2x(4HA8)=4,02	20	20,36
VX2	2x (4HA14)=12,32	2x(4HA8)=4,02	10	2,9625	2x(6HA8)=6,03	20	22,37

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS [2]

Tableau V. 16.Vérification des contraintes des voiles.

Voile	S cm²	N kN	M kN.m	σ_b MPa	σ_S MPa	σ'_s MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	Vérification
VX1	15x117,5	248.62	8,43	1,21	0,00	19,37	15	201,63	Oui
VY1	15x365	638,09	90,49	1,33	0,00	19,53	15	201,63	Oui
VX3	15x365	1055,99	24,47	1,81	0,00	27,06	15	201,63	Oui
VD1	15x162,5	1403,54	391,67	9,34	0,00	133,53	15	201,63	Oui
VD2	15x166,5	338,22	10,58	1,20	0,00	19,29	15	201,63	Oui
VY3	15x117,5	559,72	187,89	6,33	13,03	89,24	15	201,63	Oui
VX2	15x197,5	448,14	27,22	1,48	0,00	22,12	15	201,63	Oui

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU [1]

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

Tableau V. 17.Vérification des contraintes de cisaillement des voiles.

Voile	S cm²	T kN	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Vérification
VX1	15x117,5	58,15	0,51	5	Oui
VY1	15x365	752,32	2,14	5	Oui
VX3	15x365	233,52	0,66	5	Oui
VD1	15x162,5	158,55	1,01	5	Oui
VD2	15x166,5	128,26	0,80	5	Oui
VY3	15x117,5	67,85	0,60	5	Oui
VX2	15x197,5	234,06	1,23	5	Oui

V.4.1.4. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est d'équilibrer l'effort tranchant.

$$S_t = \frac{0{,}9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a * \left(\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K)\right)} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

a) Selon le RPA2003 :	b) Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 :
$\emptyset_h \leq \frac{a}{10}$, $S_h = \frac{A_h h}{0.003}$, $S_h \leq Min[1.5a\,;30cm]$	$A_h = max[\frac{2}{3}.A_{vch}; 0{,}15\%a.h_e]$

Tableau V. 18. La section d'armatures horizontales des voiles.

Voile	h_e cm	T kN	τ MPa	$Av_{globale}$ cm²	Ah cm²	$S_{t\,ch}$ cm	Ah_{ch} cm²
VX1	279	58,15	0,51	18,35	12,23	15	2x(19HA8)=19,10
VY1	274	752,32	2,14	38,71	25,80	15	2x(19HA10)=29,85
VX3	274	233,52	0,66	38,71	25,80	15	2x(19HA10)=29,85
VD1	279	158,55	1,01	20,36	13,57	15	2x(19HA8)=19,10
VD2	279	128,26	0,80	20,36	13,57	15	2x(19HA8)=19,10
VY3	279	67,85	0,60	20,36	13,57	15	2x(19HA8)=19,10
VX2	279	234,06	1,23	22,37	14,91	15	2x(19HA8)=19,10

V.4.1.5. Les armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré (RPA Art 7.7.4.3), dont le diamètre des armatures$\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

Autre recommandations

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $20\emptyset_{max}$ en zone IIa.

V.4.2. Ferraillage des linteaux [1]

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad : \text{Linteau soumis à la Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \quad : \text{Linteau soumis à la Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux A_l.
- Des aciers transversaux A_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux A_l

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

V.4.2.1.2. Aciers transversaux A_t

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec $M_{ci}\ et M_{cj}$moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

V.4.2.2.1. Aciers diagonales :

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e sin\alpha} ; \alpha = Arctg\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

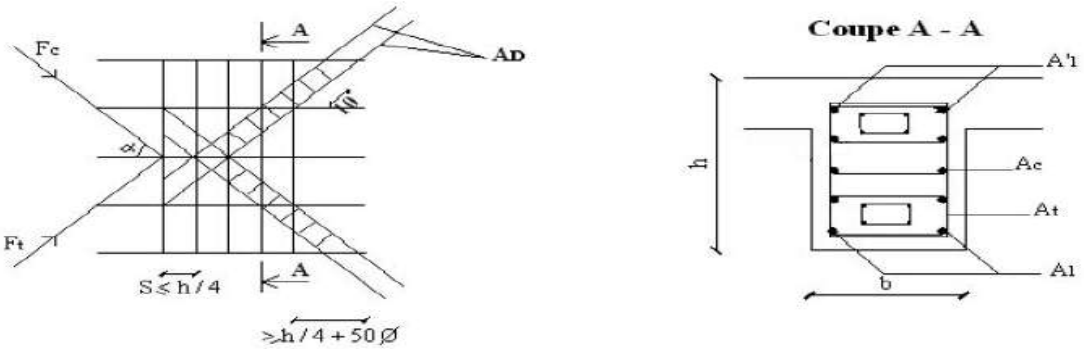


Figure V. 7. Armatures de linteaux.

V.4.2.2.2. Armatures longitudinales :

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

V.4.2.2.3. Armatures transversales :

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

s : Espacement entre les cadres

V.4.2.2.4. Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V. 19. Choix de la méthode de calcul.

Voile	Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (kN)	M (kN.m)	τ_b (MPa)	$\tau_b \leq 0{,}06.f_{c28}$	Cas
VX1	RDC-2ème	15	164	120	287,28	169,33	1,82	Non	**Traction/Compression**
	3ème-5ème	15	164	120	207,39	120,71	1,31	Oui	**Flexion simple**
VX2	RDC-3ème	15	164	120	381,01	236,58	2,41	Non	**Traction/Compression**
	4ème-5ème	15	164	120	176,32	120,53	1,11	Oui	**Flexion simple**
VY3	RDC-3ème	15	164	120	341,68	205,81	2,16	Non	**Traction/Compression**
	4ème-5ème	15	164	120	183,15	79,16	1,16	Oui	**Flexion simple**
VD2	RDC-2ème	15	164	120	295,04	104,71	1,87	Non	**Traction/Compression**
	3ème-5ème	15	164	120	193,27	65,57	1,22	Oui	**Flexion simple**

Flexion simple

Tableau V. 20. La section d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)			$A_{choisie}$ (cm²)			
		A_l	A_t	A_p	A_l	S_t (cm)	A_t	A_p
VX1	3ème-5ème	2,65	0,56	4,92	2x(2HA10)=3,14	15	2HA8=1,01	2x(9HA8)=9,05
VX2	3ème-5ème	2,65	0,56	4,92	2x(2HA10)=3,14	15	2HA8=1,01	2x(9HA8)=9,05
VY3	4ème-5ème	1,74	0,56	4,92	2x(2HA10)=3,14	15	2HA8=1,01	2x(9HA8)=9,05
VD2	3ème-5ème	1,44	0,56	4,92	2x(2HA10)=3,14	15	2HA8=1,01	2x(9HA8)=9,05

Traction/Compression :

Tableau V. 21. La section choisie d'armatures des linteaux.

Voile	Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)				$A_{choisie}$ (cm²)				
		A_d	A_l	A_t	A_p	A_d	A_l	S_t	A_t	A_p
VX1	RDC-3ème	4,39	3,69	0,5625	4,92	2x(4HA10) =6,28	2x(2HA12)= 4,52	15	2HA8=1,01	2x(9HA8)= 9,05
VX2	RDC-3ème	5,96	3,69	0,5625	4,92	2x(4HA10) =6,28	2x(2HA12)= 4,52	15	2HA8=1,01	2x(9HA10)= 9,05
VY3	RDC-4ème	5,34	3,69	0,5625	4,92	2x(4HA10) =6,28	2x(2HA12)= 4,52	15	2HA8=1,01	2x(9HA10)= 14,14
VD2	RDC-3ème	4,50	3,69	0,5625	4,92	2x(4HA10) =6,28	2x(2HA12=4 ,52	15	2HA8=1,01	2x(9HA8) = 9,05

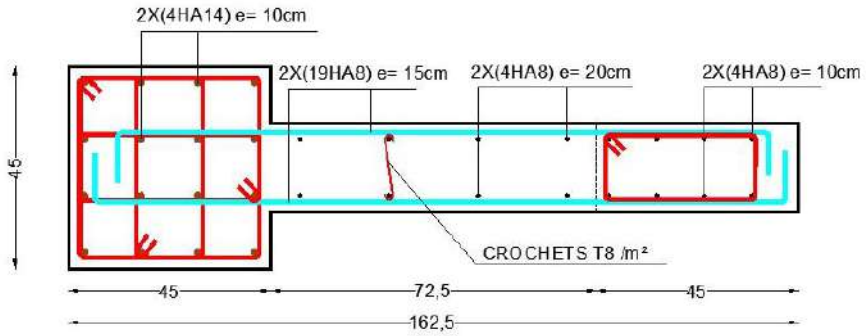


Figure V. 8. Ferraillage de voile (VD1)

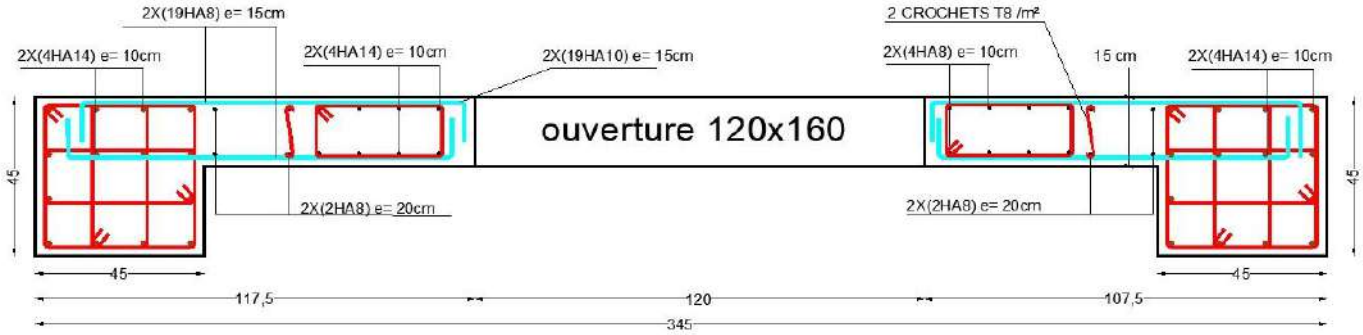


Figure V. 9. Ferraillage de voile avec ouverture (VX1)

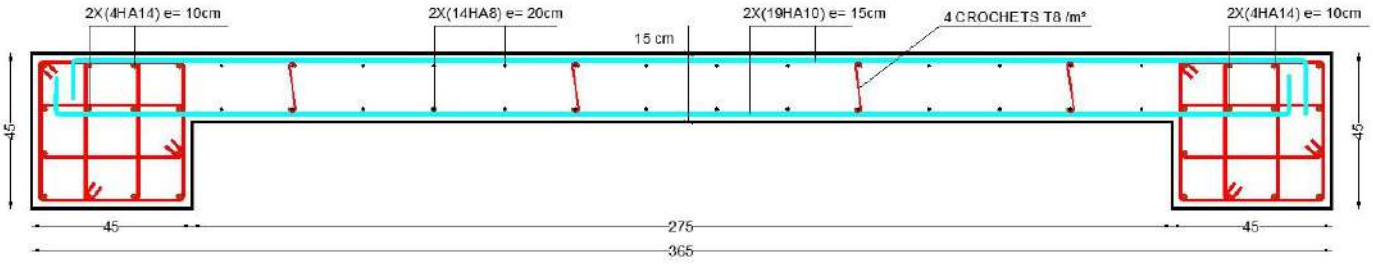


Figure V. 10. Ferraillage de voile plein (VX3)

V.5. CONCLUSION :

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tâche à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. TYPES DE FONDATIONS

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2 \text{ m}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 20° \quad , \quad C = 0{,}5 \text{ bar}$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant (TVO) + ciment + eau).

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du sol.
- ✓ La capacité portante du sol
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau

- **Méthode de calcul**

VI.4.1.1. Répartition trapézoïdale

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right) B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right] A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

La hauteur « e » du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés, on prendra :

$$e \geq 6\emptyset + 6$$

Données :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2\ bar = 0{,}2\ MPa \quad , \quad a = b = 45cm \quad , \quad c = 3cm$$

Tableau VI. 1. Dimensionnement initial des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A (m)	B (m)	h (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	D (cm)	h_{ch} (cm)
S1	1189,62	1,94	0,40	2,44	2,44	68	2,70	2,70	65	60
S2	946,09	2,08	3,78	2,2	2,2	51	2,50	2,50	47,5	55
S3	702,82	1,49	2,22	1,87	1,87	33	2,10	2,10	30	45

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

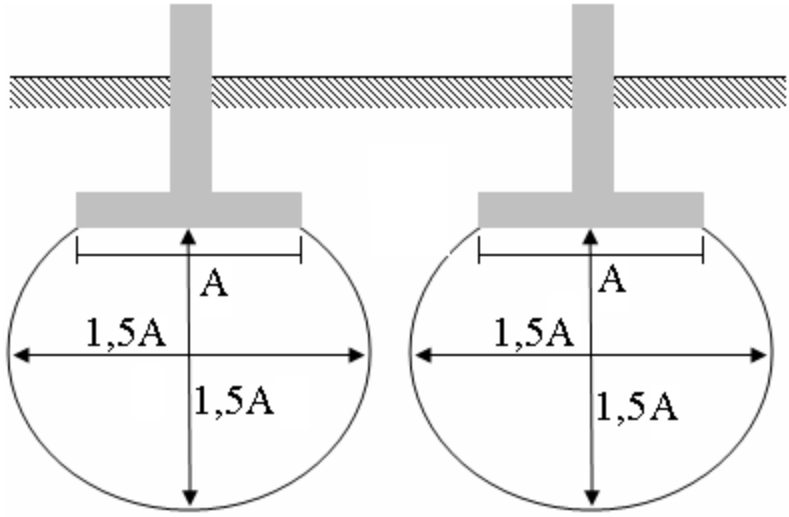


Figure VI. 1. Les bulles de pression sous la semelle.

$$l \geq \frac{1{,}5}{2}(A + A')$$

Le Figure suivant présenté les interférences entre les bulles de pression (chevauchement) dans la figure suivante :

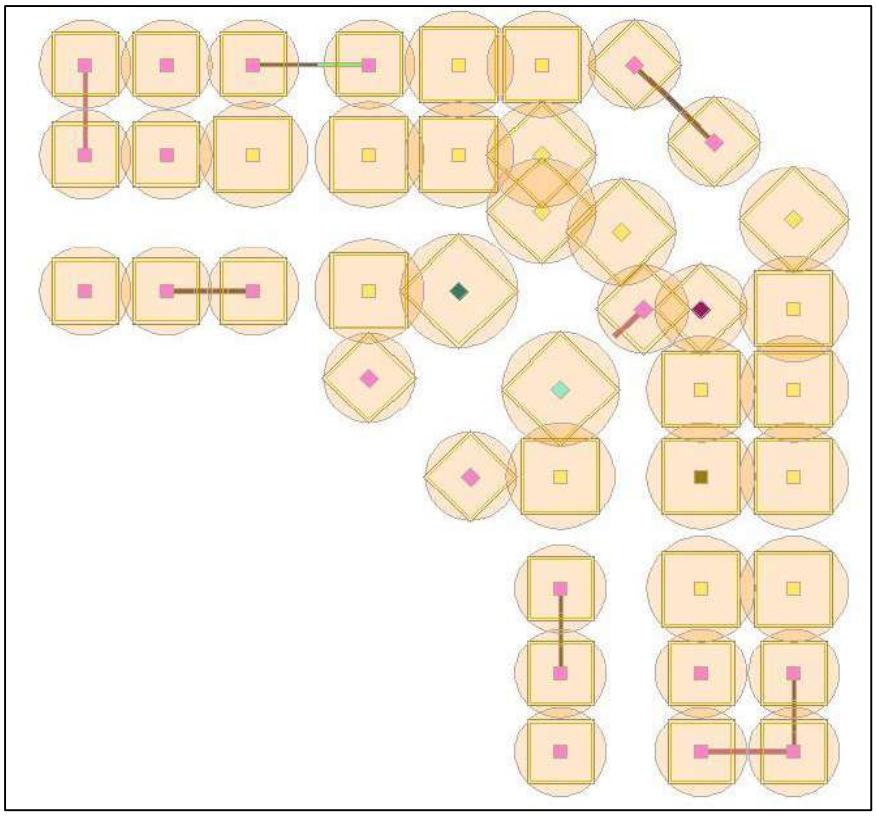


Figure VI. 2.chevauchement des bulles de pression sous la semelle.

On remarque qu'il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

VI.4.2. Semelle filante (continue)

On a deux cas des semelles filantes

-Semelle filante sous un voile

-Semelle filante sous plusieurs poteaux

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

-Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

-Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.

-Bon enrobage des armatures (e ≥ 3cm).

-Non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \Rightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

d_G: Débord gauche de la semelle isolée

d_D: Débord droite de la semelle isolée

Tableau VI. 2. Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

semelle	L (m)	∑N (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (cm)	$B_{adopté}$ (cm)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
S.F-1	47,80	10950,02	2	1,12	1,80	20	40
S.F-2	41,40	9432,99		1,11	1,80	20	
S.F-3	19,23	4909,65		1,28	1,80	24	
S.F-4	19,03	5418,48		1,42	1,80	27	
S.F-5	5,30	1244,24		1,40	1,80	15	
S.F-6	5,30	817,11		0,77	1,80	15	

VI.4.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier **:**

$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai}}{B_{adopté} \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sum N_{ser} = \sum N_{ser(poteaux)} + \sum N_{ser(voiles)}$$

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times L$$

Tableau VI. 3.Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS.

semlle	$\sum N_{ser}$ (kN)	$P_{semelle}$ (kN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{a.voile}$ (kN)	$P_{remblai}$ (kN)	$S_{semelle}$ (m^2)	σ_{ser} (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
S.F-1	3042,34	860,40	94,92	50,11	1935,90	86,04	1,58	2	Vérifiée
S.F-2	3432,08	745,20	82,27	/	1676,70	74,52	1,57		Vérifiée
S.F-3	4909,65	346,14	39,49	14,63	809,97	34,61	1,76		Vérifiée
S.F-4	5418,48	342,54	39,49	21,45	801,54	34,25	1,92		Vérifiée
S.F-5	896,84	95,40	13,16	15,60	223,24	9,54	1,30		Vérifiée
S.F-6	817,11	95,40	13,16	15,60	223,24	9,54	1,22		Vérifiée

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement $(e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4})$.

Tableau VI. 4.Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
S.F-1	7239,75	180,86	2,50	1,80	45	Vérifiée
S.F-2	5218,62	48,65	0,93	1,80	45	
S.F-3	4909,65	57,28	1,17	1,80	45	
S.F-4	5151,99	113,77	2,21	1,80	45	
S.F-5	1155,58	-2,65	0,23	1,80	45	
S.F-6	1055,98	-1,95	0,18	1,80	45	

VI.4.2.4. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- ✓ La semelle continue.
- ✓ La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \qquad l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \qquad \Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.{L_{max}}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3) ;

I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b.{h_p}^3}{12}$;

hp : la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI. 5. Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
S1-F1	55	4	54.20	85	5,87	Vérifiée

✓ Donc la section de la poutre de libage : **55x85** cm².

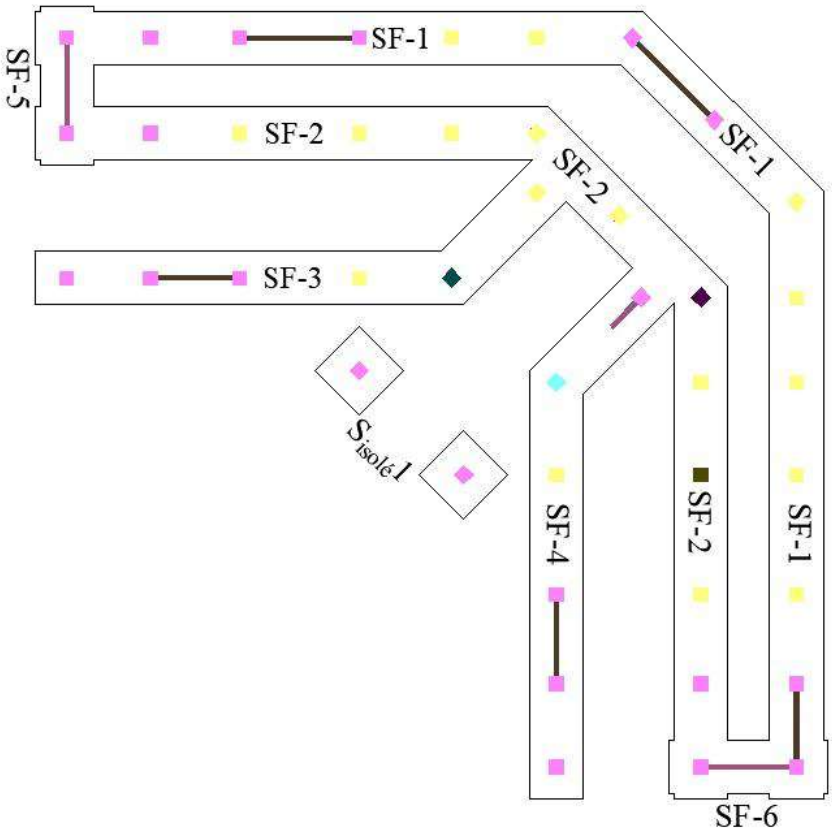


Figure VI. 3. Les dimensions finales des semelles filantes.

VI.5. CALCUL DE FERRAILLAGE

VI.5.1. Semelle isolée

Tableau VI. 6. Dimensionnement & vérifications des contraintes à L'ELS**.**

Dimensionnement à L'ELS									
a(cm)	b(cm)	c (cm)	Ai(m)	Bi (m)	H_i (cm)	A_{ch} (m)	B_{ch}(m)	D' (cm)	h_{ch} (cm)
45	45	3	1,64	1,64	44	2,10	2,10	120	45
Vérification des contraintes à L'ELS									
Sens	e_a (cm)	e_b (cm)	σ_{1a} (MPa)	σ_{2a} (MPa)	σ_{1b} (Bars)	σ_{2b} (Bars)	σ_{sol} (Bars)	Vérification	Diagramme
A	0,773	/	1,44	1,51	/	/	**2,00**	**CV**	Trapézoïdale
B	/	0,575	/	/	1,45	1,50		**CV**	Trapézoïdale

Tableau VI. 7. Ferraillage des semelles isolées à L'ELU ou ACC.

Ferraillage des semelles isolées à L'ELU ou ACC					
Méthode de Calcul	A calculé (cm²)	B calculé (cm²)	St choisi (cm)	A choisi (cm²)	Bchoisi (cm²)
Méthode des Moments	11,89	11,83	20	11HA12=12,44	11HA12=12,44

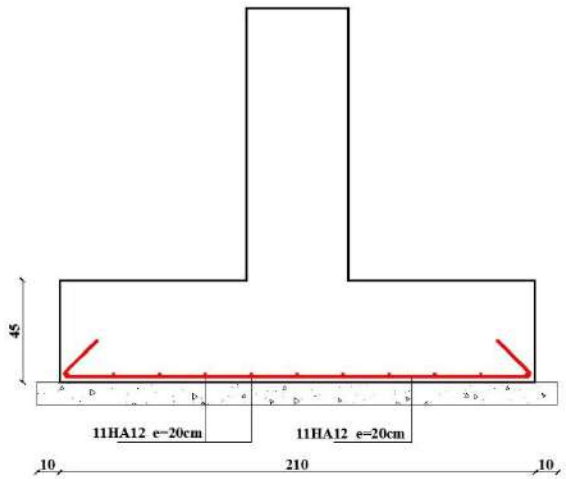


Figure VI. 4.Ferraillage de semelle isolé.

VI.5.1.1. Vérification de la stabilité au renversement [1]

- Selon RPA2003 Art 10.1.5 :

Sens A : e_a ser = 0,77 cm < A/4= 52,50 cm

Sens B : e_b ser = 0,57 cm < B/4= 52,50 cm

⇨ **Pas de risque de renversement dans le sens A et B**

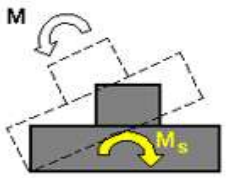


Figure VI. 5.schéma sur renversement de semelle isolée.

VI.5.1.2. Vérification de Poinçonnement [2]

F (ELU) < $0,045.h.u_c.F_{cj} / \gamma_b$

Avec : u : périmètre moyen (u =3,60m)

h : hauteur de la semelle (h =0,45m)

fcj : Béton à 28 jours (fcj=25MPa)

γ_b = 1,50

F limite = **1215 kN**

⇨ **Pas de poinçonnement du fût sur la semelle.**

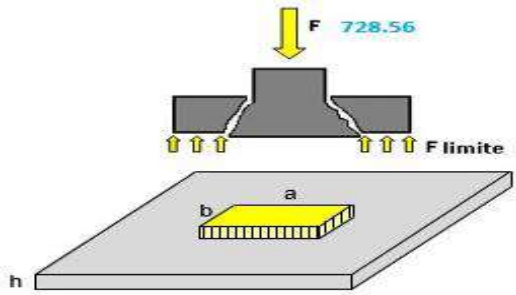


Figure VI. 6. Schéma sur poinçonnement de semelle isolé.

VI.5.1.3. Calcul du tassement

a) Tassement immédiat à L'ELS

$$Si = q \frac{1 - v^2}{E} B.Cf$$

Avec :

C_c = 0,186 ; e_0 =0,840 ; σ'_{v0} = 36 kN/m² ; q=147,547 kN/m²

E=25000kN/m² ; ν =0,4 ; B/A = 1 ; Cf =0,880

⇨ Si = 0,916 cm

b) Tassement de consolidation à L'ELS

$$Sc = H \frac{Cc}{1 + e0} \log\left(1 + \frac{\sigma' v0 + q}{\sigma' v0}\right)$$

⇨ Sc = 1,075 cm

Donc le tassement de la semelle est **acceptable.**

VI.5.2. Semelle filante

VI.5.2.1. Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelle est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B**.**

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout au long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que :

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI. 8.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S.F-5	330,45	15,025	3,66	30	Diagramme trapézoidal

Tableau VI. 9.Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{a.rép}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F-5	475,23	8,87	1,8	2,81	5 HA 12= 5,65	20	10HA12=11,31	20

VI.5.2.2. Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillage se divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs N et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition $A_{rép}$ parallèle à A.

Tableau VI. 10.Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
S.F-3	1624,29	2,67	0,02	30	Diagramme trapezoidal

-Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI. 11. Ferraillages des armatures principales de la semelle.

semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
S.F-3	1624,29	-2,67	2,25	1,80	20,76	11HA12=12,44	5HA12=5,65	20

b) Armature de repartitions

-$A_{a,rép} = (12{,}44 \times 1{,}8)/4 = 5{,}59\ cm^2 \quad \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 6HA12 = 6{,}79\ cm^2$

-Espacement de 20 cm

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante :

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1{,}35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI. 12.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libge	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
S.F-4	19,03	5446,2	346,14	37,97	770,72	160,63	2,50	1,92	450	345,60

-Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI. 13.Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-577,96	441,74	993,78	-443,87	339,26

c) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI. 14. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

P.libage		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
S.F-4	Travée	441,74	16,20	0,00	5HA16+5Ch HA16=20,11
	Appuis	-577,96	21,53	0,00	5HA16+7Ch HA16=24,13

d) Vérification des contraintes à l'ELS [2]

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201,63MPa

Tableau VI. 15.Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P.libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
S.F-3	Travée	339,26	20,11	10,05	5,89	201,63	76,85	Vérifiée	Vérifiée
	Appuis	-443,87	10,05	24,13	8,24	201,63	98,33		

e) Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2

On doit vérifier :$\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = 2{,}50\ MPa \ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{993{,}78 \times 10}{500 \times 870} = 2{,}204 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50 \text{ MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{vérifiée.}$$

f) Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 16. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

P.libag	T (kN)	τ (MPa)	CBA 93		RPA 99 V 2003			$S_{t.adoptée}$		$A_{t.adoptée}$ (cm^2)
			S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	A_t (cm^2)	S_{ZN} (cm)	S_{ZC} (cm)	
S.F-3	993,78	2,204	17,85	4,71	19,2	45	3,17	10	15	6HA10=4,71

g) Armatures de peau selon CBA93 A.7.3

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de $3cm^2$/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$$A_p = 3 \times 1{,}2 = 3{,}6 \text{ cm}^2, \text{donc on adopte } 6HA12 = 6{,}79 \text{ cm}^2.$$

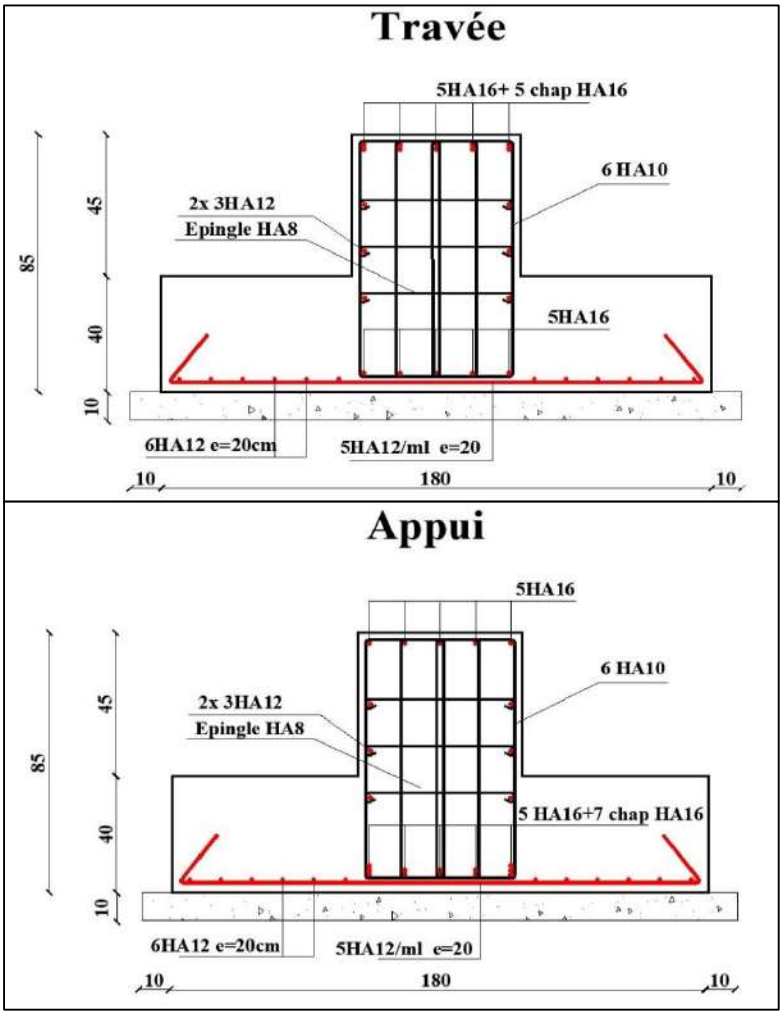


Figure VI. 7. Le ferraillage de poutre de libage.

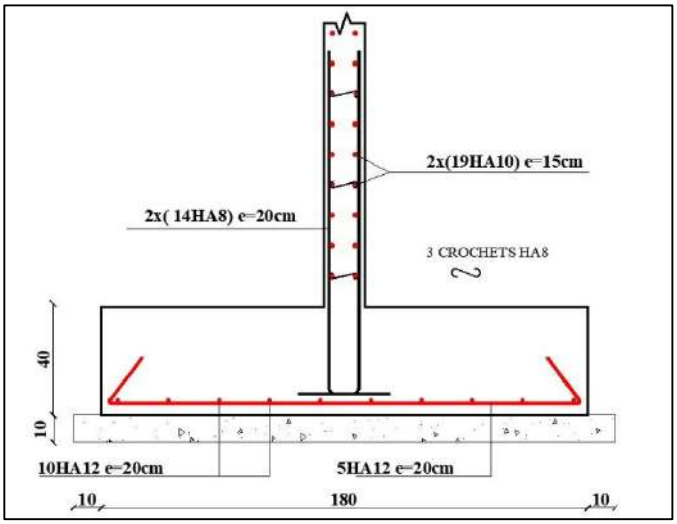


Figure VI. 8. Le ferraillage de semelle filante sous voile.

VI.5.3. Ferraillage des longrines

- ✓ Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- ✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3 : 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$ ….. [Art 10.1.1 RPA 99 V 2003]

Avec : N la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés. α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : $30 \times 35\ cm^2$; $\alpha = 12\ (Zone\ IIa, S3)$

. Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

VI.5.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 17.Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Vérification
30× 35	1625,88	135,49	3,89	1,05	6,30	6HA12= 6,79	Vérifiée

VI.5.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art.A.4.5.3

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha . A}; \quad \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau VI. 18.Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

Section (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30×35	1449,49	144,95	6,79	146,01	201,63	Oui

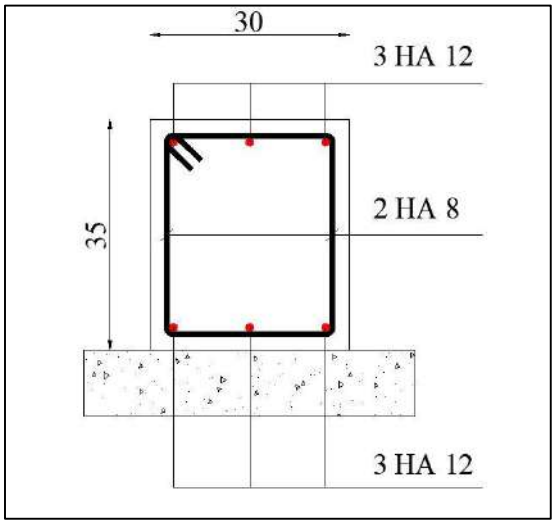


Figure VI. 9. Ferraillage de la longrine.

CONCLUSION GENERALE

Toute en long de notre étude élaborée et après différents calculs établis, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

❖ La disposition des voiles adoptée nous permet de se rapprocher le plus possible au comportement des structures régulières (structure géométriquement et tortionnairement symétrique) ,en obtenant dans les deux premiers modes une translation suivant les deux axes principaux et dans le troisième mode une rotation.

❖ Vue la forme du bâtiment, il est bien probable qu'on obtient une structure rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0,51 s et un nombre des modes élevé (68 modes) avant d'atteindre 90% de la participation massique exigée par le règlement parasismique. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient être la cause probable de cette perturbation des modes.

❖ En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales (30x40) cm² et secondaires (30x35) cm², nous avons constaté que les sections du béton sont cohérentes avec le diamètre adopté (HA12) et même acceptable sur le plan exécutif.

❖ Cependant, les poteaux et les voiles étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique, avec la présence des sections partiellement tendus presque pour tous les étages.

❖ Finalement, pour l'infrastructure, une semelle filante était le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchement des semelles isolées.

❖ L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans notre cas. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la résistance, la sécurité, la ductilité et l'économie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

❖ DOCUMENTS REGLEMENTAIRES :

📖 [1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

❖ MANUELS TECHNIQUES :

- ✓ Formulaire du béton armé. V.DAVIDOVICI.
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé. M.BELAZOUGUI.
- ✓ Calcul dynamique des structures. CHANTI.AMAR
- ✓ Fondations spéciales et reprises en sous-œuvre. MARCEL.FORNI

❖ LOGICIELS :

- ✓ Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 20.2.0 ».
- ✓ Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT 2010
- ✓ Logiciel de dessin AUTOCAD structural 2019
- ✓ EXCEL.

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ: le"pourcentage"ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho\frac{A}{b_0.d}$$

b_0: la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_{v-} f_i$$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & \text{SI} \quad L \leq 5\ m \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{1000} + 0{,}5\ cm & \text{SI} \quad L \geq 5\ m \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

-Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

-$M_t = k \times M_0$

-k : Est un coefficient rédacteur$(0{,}75 \leq k \leq 0{,}85)$.

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

Conventionnellement on désignera :

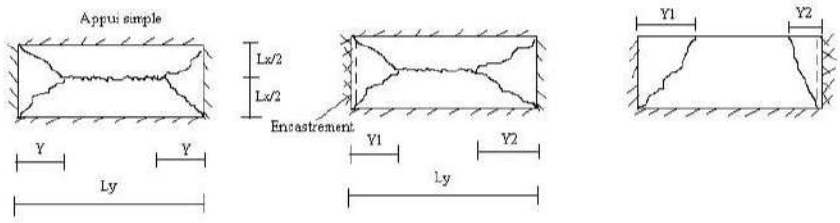
-Un côté libre par un trait sans hachures

-Un appui simple par une hachure

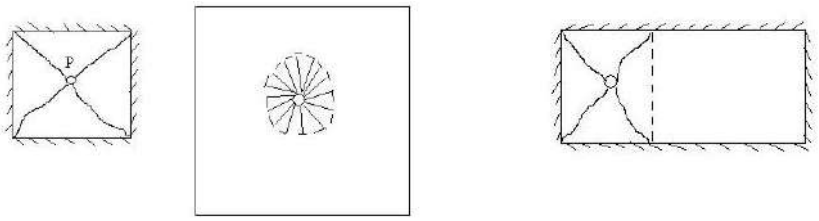
Un encastrement par une double hachure

Exemples de fissuration de dalle

a) **Cas des charges réparties**



b) **Cas des charges réparties concentrées**



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externes

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$T_{int} = M.l.\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul coté :

$$M = -\frac{qL^2}{2}$$

b) Elle repose simplement sur deux cotés :

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

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0{,}8\, M_0$$

$$M_a = -0{,}5\, M_0$$

Avec :

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

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- Panneau de dalle de rive :

$$M_{tx} = 0{,}85\, M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}85\, M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}3\, M_x \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\, M_x \text{ (appui intermédiaire)}$$

- Panneau de dalle intermédiaire :

$$M_{tx} = 0{,}75\, M_x$$

$$M_{ty} = 0{,}75\, M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0{,}5\, M_x$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{ql_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_x = \frac{Pl_x}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0{,}07 f_{c28}}{\Upsilon_b}$$

FERRAILLAGE :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

- Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10}$$

- Espacement :

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [2h et 22 cm] (charges concentrées)

- Armatures de répartitions :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4}$$

$$\emptyset_{rép} \leq \emptyset$$

$a \leq$ Min [4h et 45 cm] (charges uniformément réparties)

$a \leq$ Min [3h et 33 cm] (charges concentrées)

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

$$M_x \rightarrow A_x$$

$$M_y \rightarrow A_y$$

$$\emptyset_x \text{ et } \emptyset_y \leq \frac{h}{10}$$

$$a \leq \text{Min } [3h \text{ et } 33 \text{ cm}] \text{ (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min } [2h \text{ et } 22 \text{ cm}] \text{ (charges concentrées)}$$

b) Dalle encastrées sur leur contour :

$$M_{tx} \rightarrow A_{tx}$$

$$M_{ty} \rightarrow A_{ty}$$

$$M_{ax} \rightarrow A_{ax}$$

$$M_{ay} \rightarrow A_{ay}$$

$$\emptyset_{tx}, \emptyset_{ty}, \emptyset_{ax} \text{ et } \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{10}$$

$$a \leq \text{Min } [3h \text{ et } 33 \text{ cm}] \text{ (charges uniformément réparties)}$$

$$a \leq \text{Min } [2h \text{ et } 22 \text{ cm}] \text{ (charges concentrées)}$$

$$d_x = h - c = h - e - \frac{\emptyset_x}{2}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}\right)$$

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3] :

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales**.**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

$St \leq$ Min [0,9d ; 40cm]. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ Mpa et $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

On prend $f_e = 400$ MPa.

Pour les poutres :

Selon le RPA2003:
$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0{,}003 * b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset, 30\text{cm}\right] & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Pour les poteaux :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le **RPA99version2003 « Art 7.4.2.2 »** :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2,50 si : $\lambda \geq 5$

3,75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & \text{zone nodale} \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}3\% \quad \text{si :} \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0{,}8\% \quad \text{si :} \quad \lambda \leq 3$$