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 : STRUCTURE

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (S/sol + RDC+ 5 étages) à ALGER

Présenté par

TAZEGHOUINE SOFIANE

DAYA CHEMSS-EDDINE

Proposé et Dirigé par

Mr : TALAICHE ZOHEIR

Promotion Juin 2019

Remerciement

Tout d'abord nous remercions Dieu pour nous avoir guidés vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et là Volonté afin de pouvoir réaliser ce travail, et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier notre Encadreur Mr. TALAICHE Zoheir pour son aide et ses orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Et un grand merci pour l'ingénieur qui nous a donnée beaucoup de l'aide pour faire ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

Merci

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne

sur mon cœur, " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me

voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours

souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mon frère et mes sœurs.

A mes chers amis Sofiane, Elyes ,Abdessamie ,Bachir

,Aymen ,Ayoub , Sidali ,Sedik ,Abdessalem ,Khaled ,Noureddine

,Abdessalem ,Imad , Abdessalem

Younes ,Ibrahim ,Abdessalem ,Mrizek et à tous mes amis.

A mes très chers collègues et toute la promotion 2019.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup

dans ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à

A notre cher collègue Kader et à notre professeur Abdellah el hadj qui

nous ont quitté cette année ; paix à leurs âmes.

Chemss-eddine

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mon frère et mes sœurs.

A mes chers amis Chemss-eddine, Elyes ,Abdessamie ,Bachir ,Aymen ,Ayoub , Sidali ,Sedik ,Abdessalem ,Khaled ,Noureddine ,Abdessalem ,Imad , Abdessalem

Younes ,Ibrahim ,Abdessalem ,Mrizek et à tous mes amis.

A mes très chers collègues et toute la promotion 2019.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup dans ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

A notre cher collègue Kader et à notre professeur Abdellah el hadj qui nous ont quitté cette année ; paix à leurs âmes.

Sofiane

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق تحت أرضي+ طابق أرضي وخمسة طوابق (وسيتم بناؤه في الجزائر والمصنفة ضمن المناطق ذات الدرجة العالية من الزلزال (III)

يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والرأسية بواسطة نظام (العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة)

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

القواعد الجزائرية المضادة للزلازل "RPA99 v2003 " وقانون الخرسانة المسلحة"CBA93"

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل. (Sap2000 V20)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé:

Ce projet consiste à étudier une structure en béton armé à usage d'habitation en S-sol +RDC + 5 Etages, qui sera implantée à wilaya de ALGER. Cette région est classée comme zone de forte sismicité (III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement de structure en portiques contreventés par des voiles.

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

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

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

Abstract:

The purpose of this project is a study of a reinforced concrete structure white (Under ground floor +Ground floor+5 floors), for residential use and that will be implanted in ALGER This region is classified in the zone of fort seismicity (III).

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

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000 V. 20 ».

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

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE ---- **1**
I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE : ---- 2
I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE : ---- 2
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment : ---- 2
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment : ---- 2
I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES : ---- 2
I.3.1. Système de contreventement : ---- 2
I.3.2. Planchers : ---- 2
I.3.3. Maçonnerie : ---- 2
I.3.5. L'acrotère : ---- 3
I.3.6. Les escaliers : ---- 3
I.3.7. Infrastructure : ---- 3
I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX : ---- 3
I.4.1. Le béton : ---- 3
I.4.2. Les aciers : ---- 4
II.1. INTRODUCTION : ---- 6
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : ---- 6
II.2.1. Planchers à corps creux : ---- 6
II.2.2. Planchers dalles pleines : ---- 7
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES : ---- 8
II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : ---- 9
II.4.1. Etapes de pré dimensionnement : ---- 9
II.4.1.1. Calcul de la capacité portante N : ---- 10
II.5. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2] ---- 11
II.5.1. Charges permanentes : ---- 11
II.5.1.1. Maçonnerie : ---- 11
II.5.1.2. Plancher terrasse : ---- 12
II.5.1.3. Plancher courant : ---- 13
II.5.2. Charges d'exploitation : ---- 13
II.5.2.1. Charges permanentes : ---- 14
II.5.2.2. Charges d'exploitation : ---- 14

II.5.2.3. L'effort normal ultime Nu :---------- 15
II.5.2.4. Vérification selon le RPA99 version2003 : ---------- 16
II.6.PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :---------- 18
III.1. L'ACROTERE : ---------- 19
III.1.1. Principe de calcul : ---------- 19
III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :---------- 19
III.1.3. Détermination des efforts : ---------- 19
III.1.4. Calcul de ferraillage : ---------- 20
III.1.4.1. Vérification à l'état limite de service (ELS) : ---------- 21
III.1.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : ---------- 21
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX : ---------- 22
III.2.1. La dalle de compression :---------- 22
III.2.2. Les poutrelles : ---------- 23
III.2.2.1. Avant coulage : ---------- 23
III.2.2.2. Après coulage :---------- 25
III.2.2.3. Ferraillage des poutrelles : ---------- 30
III.3. LES ESCALIERS : ---------- 32
III.3.1. Dimensionnement : ---------- 32
III.3.1.1 Charges d'exploitation : ---------- 33
III.3.2. Détermination des sollicitations :---------- 33
III.3.3. Détermination des efforts : ---------- 33
III.3.4. Ferraillage : ---------- 34
III.3.4.1. Armatures longitudinales : ---------- 34
III.3.4.2. Armatures de répartition : ---------- 35
III.3.5. Vérification à l'ELS : ---------- 35
III.3.8. Vérification de l'effort tranchant : ---------- 35
III.3.9. Vérification de la flèche : ---------- 36
III.4. LA POUTRE PALIERE :---------- 37
III.4.1. Pré dimensionnement : ---------- 37
III.4.2. Charges revenant à la poutre : ---------- 38
III.4.3. Calcul des efforts : ---------- 38
III.4.4. Calcul de ferraillage : ---------- 39
III.4.4.1. à l'E.L.S : ---------- 39
III.4.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : ---------- 40

III.4.4.3 Vérification de la flèche : ---------- 40
III.5. LA DALLE PLEINE (LA RAMPE): ---------- 41
III.5.1. Calcul des dalles triangulaires :---------- 41
III.5.2. Ferraillage : ---------- 42
III.5.2.1 E.L.S : ---------- 42
III.5.2.2 Vérification de l'effort tranchant : ---------- 43
III.5.2.3 Vérification de la flèche : ---------- 43
IV.1. INTRODUCTION : ---------- 44
IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE : ------ 44
IV.2.1. Centre de masse : ---------- 44
IV.2.2. Centre de torsion:---------- 44
IV.2.3. Excentricité: ---------- 46
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : ---------- 47
IV.3.1. Introduction : ---------- 47
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)---------- 47
IV.4. LES VOILES : ---------- 57
IV.4. LES POTEAUX :---------- 58
IV.4.1. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux : ---------- 58
V.1. INTRODUCTION : ---------- 60
V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :---------- 60
V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres :---------- 60
V.2.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS:---------- 61
V.2.1.2 Vérification de la flèche : ---------- 62
V.2.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :---------- 62
V.2.2 Ferraillage transversal des poutres : ---------- 62
V.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX : ---------- 64
V.3.1 Armatures longitudinales :---------- 64
V.3.1.1 Recommandations selon les règlements :---------- 64
V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :---------- 64
V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme :---------- 65
V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS : ---------- 66
V.3.2 Armatures transversales :---------- 67

V.4 FERRAILLAGE DES VOILES : ---------- 69
V.4.1 Ferraillage des trumeaux :---------- 69
V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales : ---------- 69
V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS : ---------- 72
V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ACC : ---------- 73
V.4.1.4 Armatures horizontales : ---------- 74
V.4.1.5 Armatures transversales : ---------- 75
V.4.2 Ferraillage des linteaux : ---------- 76
V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau b \leq 0.06 fc28$):---------- 76
V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau b \geq 0.06 fc28$):---------- 77
VI.1 INTRODUCTION : ---------- 79
VI.2 TYPES DE FONDATIONS : ---------- 79
VI.3 CRACTERISTIQUES DU SOL : ---------- 79
VI.4 CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS : ---------- 80
VI.4.1 Semelle isolée sous poteau : ---------- 80
VI.4.2 Calcul des Semelle filante : ---------- 83
VI.4.2.1 Dimensionnement des semelles filantes :---------- 84
VI.4.2.2 Ferraillage des semelles filantes :---------- 85
VI.4.3 Calcul du Radier partiel :---------- 88
VI.4.3.1. Dimensionnement initial à l'ELS :---------- 88
VI.4.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS : ---------- 88
VI.4.3.3 Vérification de poinçonnement à l'ELU : ---------- 89
VI.4.3.4 Calcul des nervures :---------- 89
VI.4.3.5 Ferraillage de radier : ---------- 91
VI.5. CALCUL DES LONGRINES :---------- 93
VI.5.1. Pré dimensionnement :---------- 93
VI.5.2. Sollicitation : ---------- 93
VI.5.3. Ferraillage ---------- 93
VI.5.3.1. Armature longitudinal :---------- 93
VI.5.4. Vérification des contraint à L'ELS : ---------- 94
VI.6 CALCUL DES VOILES PÉRIPHÉRIQUES : ---------- 95
VI.6.1 Calcul de la poussée des terres:---------- 95
VI.6.2 Vérification des contraintes à l'ELS : ---------- 96
VI.6.3 Vérification au cisaillement à l'ELU :---------- 96
CONCLUSION GENERALE---------- 97

LISTE DES FIGURES

Figure II.1. *Coupe du plancher à corps creux* ---------- **7**

Figure II.2. *Surface reprise par le poteau le plus sollicité* ---------- **11**

Figure II.3. *Dimensions à respecter par les poutres* ---------- **17**

Figure II.4. *Vue en plan et vue en 3D du voile* ---------- **18**

Figure III.1. *Acrotère (dimensions et charges exercées)* ---------- **19**

Figure III.2. *Section de béton armé dans l'acrotère* ---------- **20**

Figure III.3. *Ferraillage de l'acrotère* ---------- **21**

Figure.III.4. *Disposition des armatures de la dalle de compression.* ---------- **23**

Figure.III.5. *Chargement des poutrelles à 6 travées* ---------- **27**

Figure III.6. *Diagramme des moments des poutrelles 6 travées à L'ELU* ---------- **27**

Figure III.7. *Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 6 travées à L'ELU* ---------- **27**

Figure III.8. *Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 6 travées à L'ELU* ---------- **28**

Figure III.9. *Diagramme des moments des poutrelles 3 travées à L'ELU* ---------- **28**

Figure III.10. *Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 3 travées à L'ELU* ---------- **28**

Figure.III.11. *Chargement des poutrelles à 2 travées* ---------- **29**

Figure III.12. *Diagramme des moments des poutrelles 2 travées à L'ELU* ---------- **29**

Figure III.13. *Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 2 travées à L'ELU* ---------- **29**

Figure III.14. *Diagramme des moments des poutrelles 6 travées à L'ELS* ---------- **30**

Figure III.15. *Schéma statique d'une volée d'escalier* ---------- **32**

Figure III.16. *Chargement dans l'escalier* ---------- **33**

Figure III.17. *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU* ---------- **33**

Figure III.18. *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU* ---------- **34**

Figure III.19. *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS* ---------- **34**

Figure III.20. *Chargement dans la poutre palière* ---------- **38**

Figure III.21. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U* ---------- **38**

Figure III.22. *Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.S* ---------- **38**

Figure III.23. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L. S* ---------- **39**

Figure III.24. *Ferraillage de la poutre palière* ---------- **40**

Figure III.25. *les ligne de rupture dans la dalle pleine* ---------- **41**

Figure IV.1. *disposition des voiles* ---------- **46**

Figure V.1. *Dessin de ferraillage des poutres principales.* ---------- **63**

Figure V.2. *Dessin de ferraillage des poutres secondaires.* ---------- **63**

Figure V.3. *Dessin de ferraillage des Poteaux.* ---------- **68**

Figure VI.1. *Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles isolées* ---------- **82**

Figure VI.2. *Vérification du chevauchement sous les semelles filantes* ---------- **84**

Figure VI.3. *Ferraillage des longrines* ---------- **94**

Figure VI.4. *Schéma statique du voile périphérique.* ---------- **95**

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Résistance $\boldsymbol{fc28}$ du béton à 7,14 et 90 jours ---------- **3**

Tableau I.2. Autres caractéristiques du béton ---------- **4**

Tableau I.3. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances. ---------- **4**

Tableau I.4. Autres caractéristiques de l'acier. ---------- **5**

Tableau II.1. *Pré dimensionnement des poutres* ---------- **8**

Tableau II.2. *la capacité portante* $\boldsymbol{N}$ ----------**10**

Tableau II.3. *Charge permanente du mur intérieur* ----------**11**

Tableau II.4. *Charge permanente du mur extérieur* ----------**12**

Tableau II.5. *Charge permanente du plancher terrasse* ----------**12**

Tableau II.6. *Charge permanente du plancher courant*----------**13**

Tableau II.7. *Surcharges d'exploitation.* ----------**13**

Tableau II.8. *Charges permanentes cumulées des surfaces reprises*----------**14**

Tableau II.9. *Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises*----------**15**

Tableau II.10. *Vérification de l'effort normal des poteaux* ----------**15**

Tableau II.11. *Vérification des sections selon le RPA99 version2003*----------**16**

Tableau II.12. *Vérification des dimensions selon le RPA99 version 2003* ----------**16**

Tableau III.1. *Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère* ----------**19**

Tableau III.2. *Les efforts exercés sur l'acrotère* ----------**19**

Tableau III.3. *Vérification de la flèche entre les étaiements.* ----------**24**

Tableau III.4. *Evaluation des charges des poutrelles 6 travées à L'ELU*----------**27**

Tableau III.5. *Evaluation des charges des poutrelles à 3 travées*----------**28**

Tableau III.6. *Evaluation des charges des poutrelles à 2 travées*----------**29**

Tableau III.7. *Valeurs des sections de ferraillage calculer des poutrelles à 6 travées*---**30**

Tableau III.8. *Armatures choisis en travées et en appui des poutrelles à 6 travées* ------**30**

Tableau III.9. *Evaluation des charges des poutrelles 6 travées à L'ELS* ----------**30**

Tableau III.10. *Vérification des contraintes de béton en appui et en travée*----------**31**

Tableau III.11. *Vérification des contraintes de de cisaillement à l'ELU*----------**31**

Tableau III.12. *Vérification des contraintes de de cisaillement à l'ELU*----------**31**

Tableau III.13. *Combinaisons des charges dans l'escalier*----------**33**

Tableau III.14. *Sollicitations des charges dans l'escalier* ----------**33**

Tableau III.15. *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier*----------**34**

Tableau III.16. *Vérification de la section d'armatures*----------**35**

Tableau III.17. *Section d'armatures de répartition dans l'escalier* ----------**35**

Tableau III.18. *Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS*----------**35**

Tableau III.19. *Vérification de l'effort tranchant de l'escalier*----------**35**

Tableau III.20. *Vérification de la flèche de l'escalier*----------**36**

Tableau III.21. *Pré dimensionnement de la poutre palière* ----------**37**

Tableau III.22. *Sollicitations de la poutre palière*----------**39**

Tableau III.23. *Espacements des armatures de la poutre palière*----------**39**

Tableau III.24. *Vérification de la poutre palière à l'E.L.S*----------**39**

Tableau III.25. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU de la poutre palière*
----------**40**

Tableau III.26. *Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003*----------**40**

Tableau III.27. *Ferraillage de la dalle pleine triangulaire* ----------**42**

Tableau IV.1 *Centre de masse et centre de torsion*----------**45**

Tableau IV.2 *Excentricité suivant les deux directions.*----------**46**

Tableau IV.3 *Distribution des sollicitations suivant X.* ----------**48**

Tableau IV.4 *Distribution des sollicitations suivant Y.* ----------**48**

Tableau IV.5 *Facteur de qualité.* ----------**49**

Tableau IV.6 *Comportement des trois premiers modes* ----------**50**

Tableau IV.7 *Vérification de participation massique.*----------**51**

Tableau IV.8 *Les valeurs de la force sismique.* ----------**53**

Tableau IV.9 *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.* ----------**53**

Tableau IV.10 *Vérification de la stabilité au renversement.* ----------**53**

Tableau IV.11 *Vérification des déplacements inter-étage suivant X.* ----------**54**

Tableau IV.12 *Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.* ----------**55**

Tableau IV.13 *Vérification de l'effet P-Δ.* ----------**55**

Tableau IV.14 *Vérification de cisaillement des poutres* ----------**56**

Tableau IV.15 *Vérification de cisaillement des voiles* ----------**57**

Tableau IV.16 *Vérification de l'effort normal réduit*----------**58**

Tableau IV.17 *Dimensions finales des éléments* ----------**59**

Tableau V.1 *La section calculée d'armatures des poutres.*----------**60**

Tableau V.2 *La section choisie d'armatures des poutres.* ----------**61**

Tableau V.3 *Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.* ----------**61**

Tableau V.4 *Vérification de section d'armatures.* ----------**61**

Tableau V.5 *Vérification de la flèche des poutres principales.* ----------**62**

Tableau V.6 *Vérification de la flèche des poutres secondaires.* ----------**62**

Tableau V.7 *Vérification des contraintes de cisaillement.*----------**62**

Tableau V.8 *La section d'armatures transversales.* ----------**63**

Tableau V.9 *La section d'armatures des poteaux.* ----------**66**

Tableau V.10 *Vérification des contraintes à l'ELS.* ----------**66**

Tableau V.11 *La section d'armatures transversales des poteaux.*----------**68**

Tableau V.12 *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).* --------**70**

Tableau V.13 *La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).*----------**70**

Tableau V.14 *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).* --------**71**

Tableau V.15 *La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).* ----------**71**

Tableau V.16 *Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).* ----------**72**

Tableau V.17 *Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).* ----------**72**

Tableau V.18 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y).* -------**73**

Tableau V.19 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X).* -------**73**

Tableau V.20 *La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).* ----------**74**

Tableau V.21 *La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).* ----------**74**

Tableau V.22 *La section d'armatures transversales des voiles (Suivant Y).* ----------**75**

Tableau V.23 *La section d'armatures transversales des voiles (Suivant X).* ----------**75**

Tableau V.24 *Choix de la méthode de calcul de linteaux.* ----------**76**

Tableau V.25 *La section d'armatures des linteaux.* ----------**78**

Tableau V.26 *La section calculée d'armatures des linteaux.* ----------**78**

Tableau VI.1 *Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.* ----------**81**

Tableau VI.2 *Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.* ----------**84**

Tableau VI.3 *Dimensionnement poutre de la poutre de libage* ----------**85**

Tableau VI.6 *Armature calculée en travée et en appui* ----------**86**

Tableau VI.7 *Armature choisie en travée et en appui* ----------**86**

Tableau VI.8 *Vérification des contraintes à L'ELS de la poutre de libage* ----------**86**

Tableau VI.9 *Vérification des contraintes de cisaillement de la poutre de libage* --------**86**

Tableau VI.10 *Vérification de la flèche de la poutre de libage à L'ELS* ----------**87**

Tableau VI.11 *Vérification l'excentricité des semelles filantes* ----------**87**

Tableau VI.12 *Ferraillages des semelles filantes sous un voile.* ----------**87**

Tableau VI.13 *Ferraillages des semelles filantes sous un voile (Armature de repartions)* ----------**87**

Tableau VI.14 *Vérification de contrainte à l'ELS* ----------**88**

Tableau VI.15 *La section d'armatures longitudinales des nervures* ----------**90**

Tableau VI.16 *Vérification des contraintes à l'ELS* ----------**90**

Tableau VI.17 *La section d'armatures transversales des nervures* ----------**90**

Tableau VI.18 *La section d'armatures de radie* ----------**91**

Tableau VI.19 *Vérification des contraintes à l'ELS* ----------**92**

Tableau VI.20 *Ferraillage longitudinal des longrines* ----------**93**

Tableau VI.21 *Vérification de contrainte à l'ELS des longrines* ----------**94**

TableauVI.22 *Vérification de contrainte de cisaillement* ----------**94**

Tableau VI.23 *La section d'armatures du voile périphérique* ----------**96**

Tableau VI.24 *Vérification des contraintes à l'ELS* ----------**96**

NOTATION

❖ 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'armatures horizontales.

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

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_t : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

ACC : combinaison accidentelle.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

M : Moment fléchissant.

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.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

CV : condition vérifié.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

$\mathbf{b_0}$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

$\mathbf{f_e}$: Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

$\mathbf{I_f}$: Longueur de flambement,

$\mathbf{S_t}$: Espacement de cours d'armature transversale.

$\mathbf{S_h}$: Espacement de cours d'armature horizontale.

$\mathbf{S_v}$: Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques:

Δ : Variation

Σ: Somme.

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.

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+5+s.sol implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bâtiment est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

1. La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
2. La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
3. La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les dalle pleine).
4. La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
5. La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles).
6. La sixième étape sera le calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillages).

CHAPITRE I :

PRESENTATION

DE L’OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre projet réalisant est un bâtiment en béton armé de type (sous-sols + RDC + 5 étages) à usage (habitation) qui sera implanté à ALGER. C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA 99 version 2003.

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 ainsi que le règlement parasismiques RPA99 version 2003.

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 22.15 m.
- Largeur totale du bâtiment : 21.95 m.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du Sous-sol : 3.96 m.
- Hauteur du RDC et Etages courants : 3.24 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 23.40 m.

I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.3.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte six niveaux y compris le sous-sol, qui font une hauteur de 20.61m, le RPA99 Version 2003 limite les structures en portiques auto-stables dans la zone III en 8m, ce qui nous oblige d'insérer des voiles de contreventement et d'obtenir par conséquence un système de contreventement assuré par des portiques et des voiles.

I.3.2. Planchers :

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments verticaux de la structure.

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.3.3. Maçonnerie :

Le remplissage en maçonnerie du bâtiment sera assuré par la brique creuse.

- Murs extérieurs (en double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm pour assurer l'isolation thermique entre le milieu extérieur et l'intérieur du bâtiment.

- Murs intérieurs (en simple cloison) : ce sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée par un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.6. Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

I.3.7. Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des charges apportées par la structure au bon sol.

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES 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.4.1. Le béton :

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 $f_{c28} = 25\ MPa$.

Tableau I.1. *Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours.*

f_{c28}	*16*	*20*	*22*	*25*	*30*	*35*	*40*
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

- **Résistance du béton à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{c28} = 25MPa \quad Donc: \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

Tableau I.2. *Autres caractéristiques du béton.*

Module d'élasticité instantané E_{ij}		32164.20 MPa
Module d'élasticité différé E_{vj}		10818.86 MPa
Coefficient de poisson (υ)	**ELU**	0
	ELS	0.2
Contrainte de cisaillement (τ_u)	**Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**	2.50 MPa
	Fissuration peu nuisible	3.33 MPa
Contrainte en compression (σ_{bc})	**Situation durable**	14.20 MPa
	Situation accidentelle	18.50 MPa

I.4.2. Les aciers :

I.4.2.1. Types d'acier :

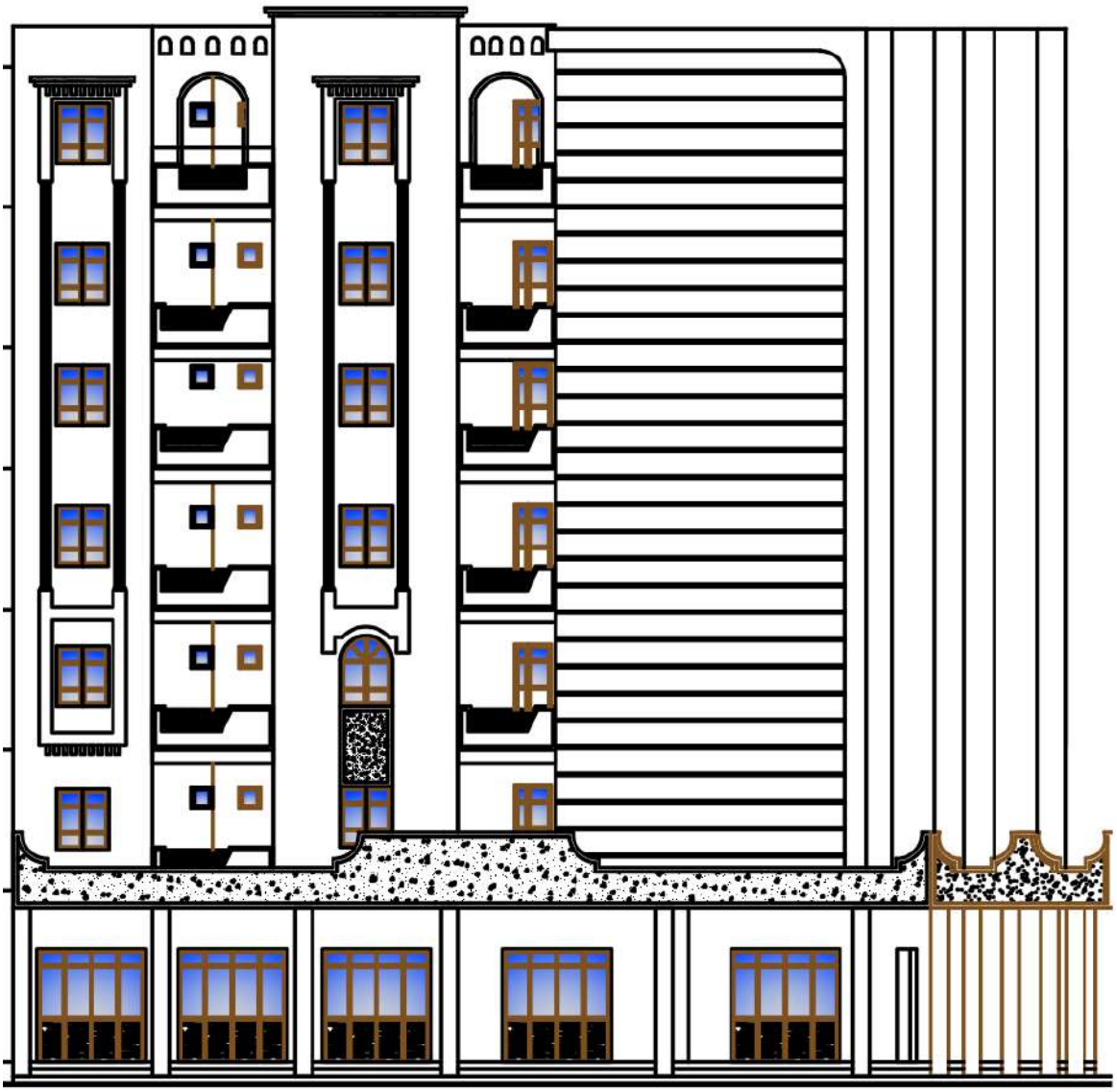
L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Tableau I.3. *Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.*

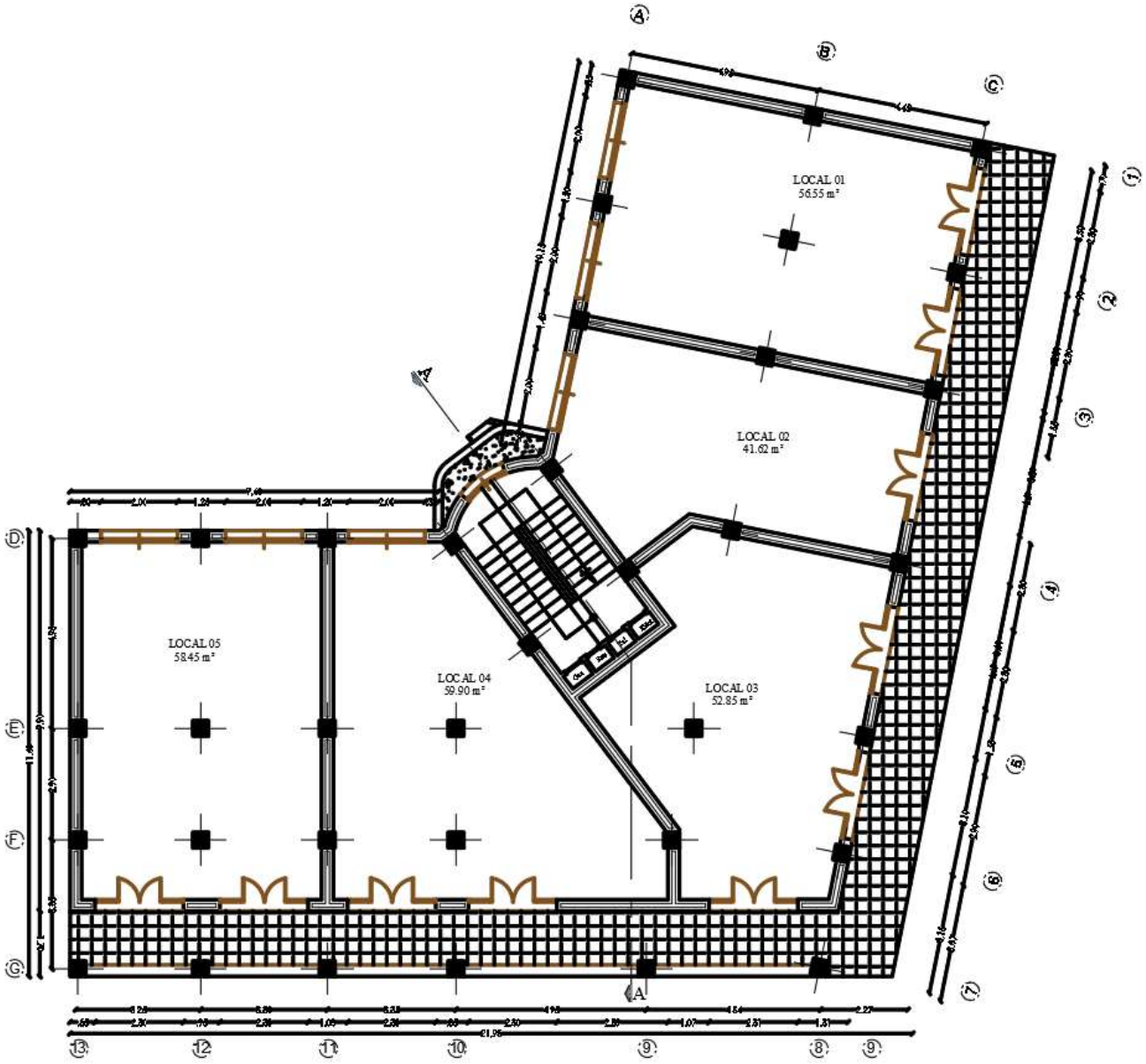
Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisations
Rond lisse	**F_eE220**	215	Cadres, étiers des poteaux et des poutres, pièces préfabriqués
	F_eE240	235	
Acier HA Type 1	**F_eE400**	400	Tous les travaux en béton armé
Acier HA Type 2	**F_eE400**	400	Emplois sous forme de barres directes ou sous forme de treille
Treillis soudés	**TLE520**	520	Emplois courant pour : Radier, Voile, Planchers, Dallage

Tableau I.4. *Autres caractéristiques de l'acier.*

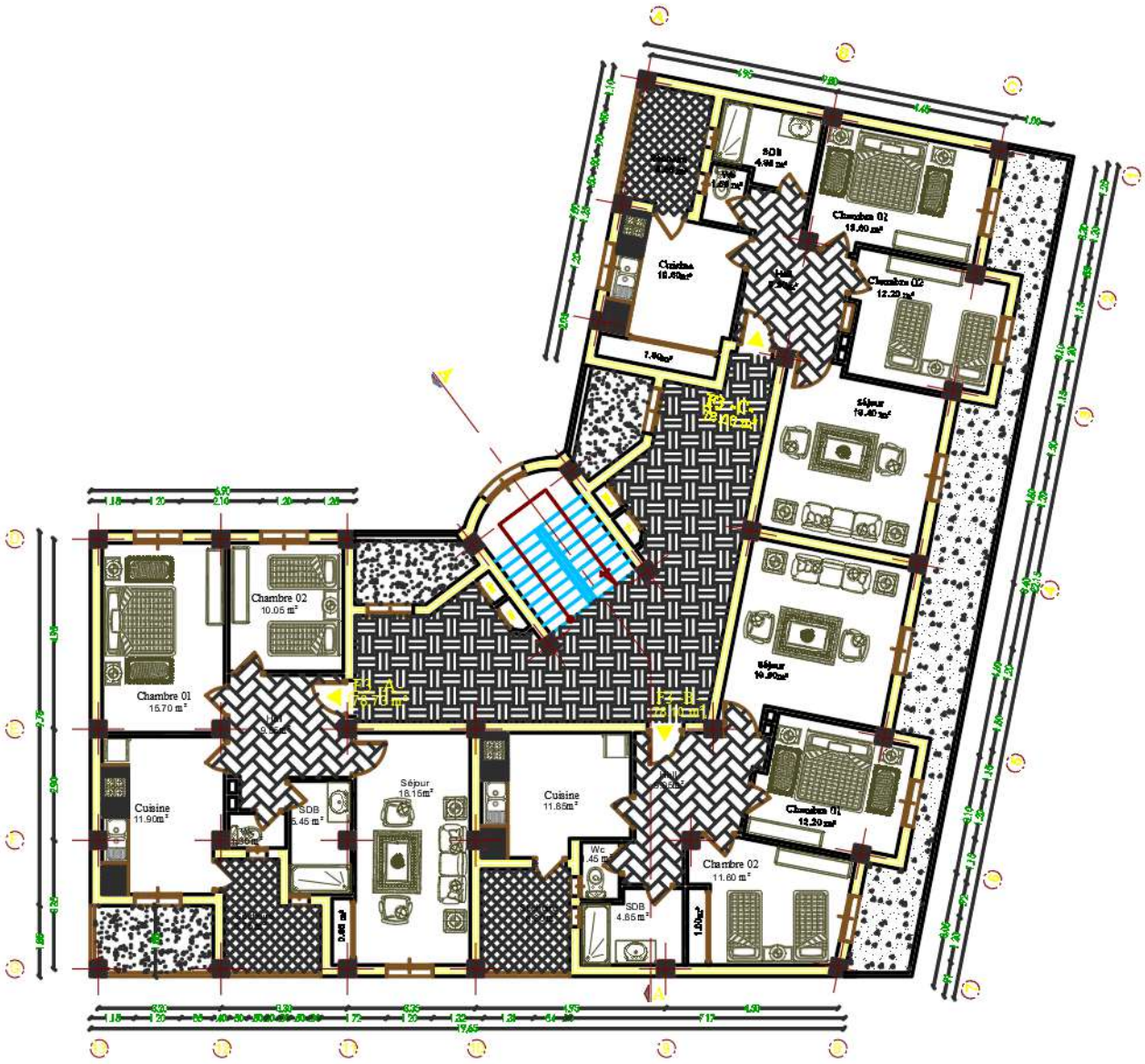
<table>
<tr><td colspan="3">Module d'élasticité longitudinale (E_s)</td><td>200000 MPa</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Contraintes limites (σ_s)</td><td rowspan="2">ELU</td><td colspan="2">Situation durable σ_s</td><td>348 MPa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Situation accidentelle σ_s</td><td>400 MPa</td></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>



Façade

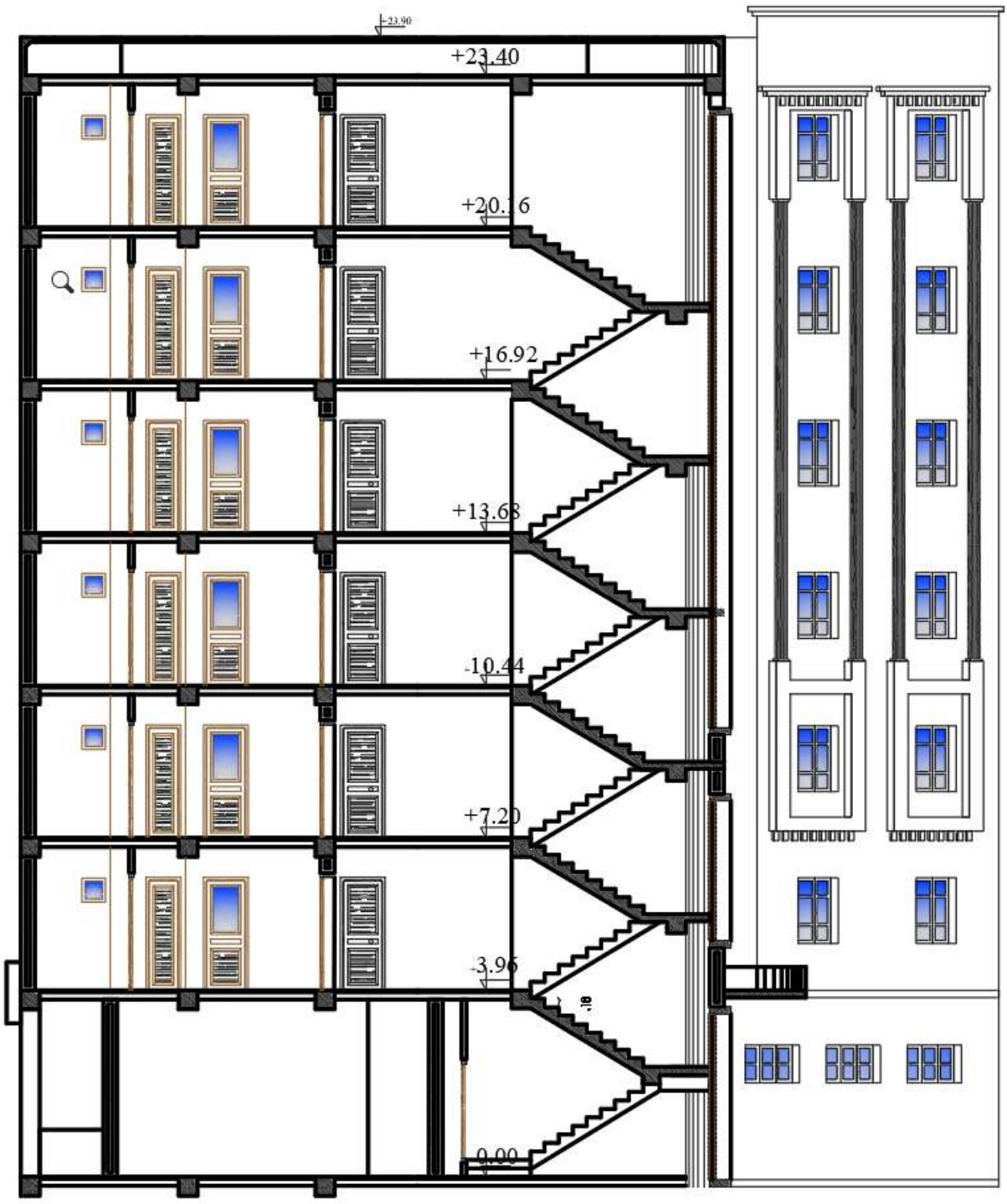


Vue en plan
RDC



Vue en plan

Etage



Coupe A-A

CHAPITRE II :

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

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. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les étages d'un bâtiment, ils ont pour rôle de :

- Supporter les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer la transmission des charges horizontales aux éléments de contreventement (Diaphragme rigide).
- Remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Ces planchers sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher, et elle est calculée à l'aide des deux formules suivantes :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{\mathrm{L}}{20}$$

$$h_t \geq \frac{\mathrm{L}}{22.5}$$

h_t: l'épaisseur du plancher ;

L : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à nu d'appuis).

Pour notre projet : L=52cm

$$\frac{526}{25} \leq h_t \leq \frac{526}{20} \Rightarrow 26.3\text{cm} \leq h_t \leq 21.04\ \text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{526}{22.5} \Rightarrow \text{ht} \geq 23.38\ \text{cm}$$

On adopte : h_t = 24 cm

$h_t = d + e \Rightarrow h_t = 20+4$ cm.

Avec :

d : l'épaisseur du corps creux ;

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

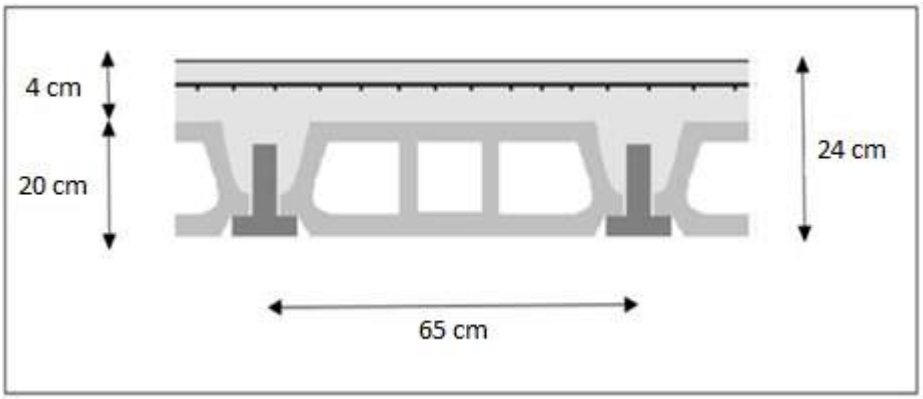


Figure II.1. *Coupe du plancher à corps creux*

II.2.2. Planchers dalles pleines :

On va utiliser ce type de plancher pour les panneaux qui ont une forme triangulaire, l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur trois appuis

a) Critère de résistance :

$$\frac{L_{min}}{45} \leq e \leq \frac{L_{min}}{40}$$

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

e : épaisseur de la dalle.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 5.26 m.

$$\frac{526}{45} \leq e \leq \frac{526}{40} \Rightarrow 11.70cm \leq e \leq 13.15\ cm$$

b) Sécurité contre l'incendie :

e = 7 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

e = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On choisit : e = 15 cm.

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments verticaux (poteaux, voiles), Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad , \quad 0.7h \leq b \leq h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1. *Pré dimensionnement des poutres*

	Poutres principales	*Poutres secondaires*
Conditions de résistance	L= 579cm ⇒38.6cm ≤ h ≤ 57.9cm On adopte : **h = 45cm** ⇒ 13.5cm ≤ b ≤ 31.5cm On adopte : **b=30cm**	L= 486 cm ⇒ 32.4cm ≤ h ≤ 48.6cm On adopte : **h=45cm** ⇒ 12cm ≤ b ≤ 34.02cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA 99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 45cm ≥ 30cm h/b = 1.5 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1.33 ≤ 4.0 **Conditions vérifiées**

Conclusion :

Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 45\ cm^2$.

Pour les poutres principales, on adopte la section : $(b \times h) = 30 \times 40\ cm^2$.

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, son rôle est de transmettre les charges verticales aux points d'appuis (fondations).

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \bar{N}$) et la descente des charges permanentes et des charges d'exploitations à l'état limite ultime.

Selon l'Article B.8.11 du CBA93, cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Donc, dans notre cas, cette charge devienne :

$$N_u^* = 1.1 N_u$$

II.4.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de la capacité portante $\bar{N}$ du poteau.
- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Evaluation des charges.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : **[Art 7.4.1]**.

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0.9 . \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad Si \ \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.30 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad Si \ \ 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad . \quad l_f = 0.7 l_0$$

λ : l'élancement mécanique;

i : rayon de giration;

l_0 : longueur du poteau ;

l_f: longueur de flambement.

Dans notre projet, l_0=3.40m pour tous les étages. Sauf Sous-sol 2, l_0=2.60m

$$i = \sqrt{I/b^2}$$

I : moment d'inertie du poteau ;

b : largeur du poteau.

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad ; \quad I = \frac{b^4}{12} \quad ; \quad i = \sqrt{(\frac{b^4}{12})/b^2} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

f_{c28}=25 MPa ;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1.5 ; γ_s=1.15)

II.4.1.1. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$:

Tableau II.2. *la capacité portante* $\bar{N}$

Niveau	*B(mm²)*	$B_r(mm^2)$	$l_f(m)$	*i (m)*	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\bar{N}$*(kN)*
5éme	350x350	108900	2.261	0.101	22.38	0.785	122.5	1618.089
4éme	350x350	108900	2.261	0.101	22.38	0.785	122.5	1618.089
3éme	400x400	144400	2.261	0.115	19.58	0.799	160	2183.581
2éme	400x400	144400	2.261	0.115	19.58	0.799	160	2183.581
1ier	450x450	184900	2.26	0.130	17.41	0.809	202.5	2830.345
RDC	450x450	184900	2.261	0.130	17.41	0.809	202.5	2830.345
S-sol	450x450	184900	2.772	0.130	21.34	0.791	202.5	2764.791

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive.

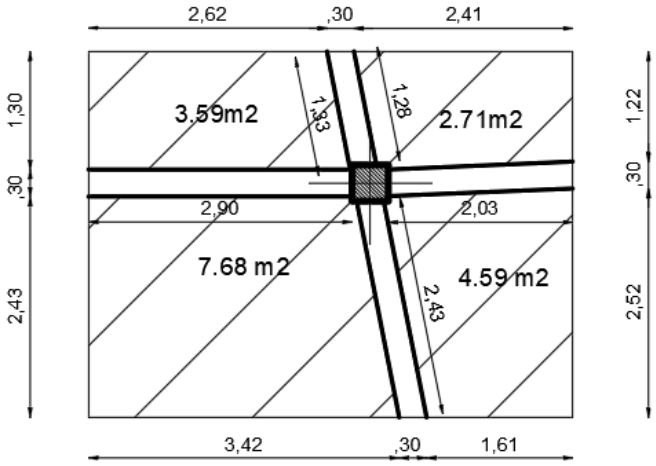


Figure II.2. *Surface reprise par le poteau le plus sollicité.*

Calcul de la surface reprise par le poteau :

$S_{totale} = (1.95 + 0.30 + 2.275) * (1.65 + 0.30 + 2) \Rightarrow S_{totale} = 17.87\ m^2$

$S_{plancher} = (1.95 + 2.275) * (1.65 + 2) \Rightarrow S_{plancher} = 15.42\ m^2$

S_{totale}: Surface totale du plancher y compris les poutres.

$S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

II.5. EVALUATION DES CHARGES : [DTR B.C 2.2]

II.5.1. Charges permanentes :

II.5.1.1. Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.3. *Charge permanente du mur intérieur*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*
1	***Enduit en ciment***	0.02	0.18	0.36
2	***Brique creuse***	0.10	9	0.90
3	***Enduit en ciment***	0.02	0.18	0.36
TOTAL				**1.62**

b) Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.4. *Charge permanente du mur extérieur*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*
1	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36
2	***Brique creuse***	0.10	90	0.90
3	***Lame d'air***	0.05	/	/
4	***Brique creuse***	0.10	90	0.90
5	***Enduit en ciment***	0.02	18	0.36
TOTAL				**2.52**

II.5.1.2. Plancher terrasse :

Tableau II.5. *Charge permanente du plancher terrasse*

N°	*Composants*	*Epaisseur (m)*	*Poids volumique (kN/m³)*	*Poids surfacique (kN/m²)*
1	***Gravillon roulé de protection***	0.04	20	0.8
2	***Etanchéité multicouche***	0 .02	6	0.12
3	***Papier Kraft***	/	/	0.05
4	***Forme de pente***	0.1	22	2.2
5	***Film polyane***	/	/	0.01
6	***Plaque de liège***	0.04	/	0.03
7	***Pare vapeur***	0.01	6	0 .06
8	***Plancher corps creux (20+4)***	0.20+0.04	/	3.2
9	***Enduit en plâtre***	0.02	10	0.20
TOTAL				**6.67**

II.5.1.3. Plancher courant :

Tableau II.6. *Charge permanente du plancher courant*

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	***Plancher corps creux (20+4)***	0.20+0.04	/	3.2
5	***Les murs simple cloison***	0.10	0.9 0.18x2 0.18x2	1.62
6	***Enduit en plâtre***	0.02	**10**	0.2
TOTAL				**6.36**

II.5.2. Charges d'exploitation :

Tableau II.7 *Surcharges d'exploitation.*

PLANCHER / ***Niveau (m)***	***USAGE***	***Q (KN/m²)***	***Article***
23.34	Terrasse inaccessible	1	[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]
20.11	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
16.88	Habitation	1.5	
13.65	Habitation	1.5	
10.42	Habitation	1.5	
7.19	Habitation	1.5	
3.96	Habitation	1.5	

II.5.2.1. Charges permanentes :

$G_{niveau} = G_{plancher} + G_{pp} + G_{ps} + G_{ptx}$

Avec :

$G_{plancher}$= *la charge permanente du plancher* $*S_{plancher}$

$$G_{(pp)ou(ps)} = b * h * L * \gamma_b$$

$$G_{ptx} = b * h_{étg} * L * \gamma_b$$

γ_b: poids volumique du béton, $\gamma_b = 25kN/m^3$.

Tableau II.8. *Charges permanentes cumulées des surfaces reprises*

Niveau	$G_{plancher}(kN)$	$G_{pp}(kN)$	$G_{ps}(kN)$	$G_{ptx}(kN)$	$G_{niveau}(kN)$	$G_{cumulée}(kN)$
5éme	128.1	20.891	15.78	9.891	163.68	163.68
4éme	122.33	20.891	15.78	9.891	160.31	323.99
3éme	122.33	20.891	15.78	12.92	162.94	486.92
2éme	122.33	20.891	15.78	12.92	162.94	649.85
1ier	122.33	20.891	15.78	16.351	165.96	815.82
RDC	122.33	20.891	15.78	16.351	165.96	981.78
S-sol	122.33	20.891	15.78	20.047	168.88	1150.66

II.5.2.2. Charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression suivante :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right)$.

$Q_0 = 1\ kN/m^2$ (terrasse inaccessible) ;

$Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6$ =1.5 kN/m^2 (étage à usage habitations) ;

5émé étage : Q_0

4émé étage : $Q_0 + Q_1$

3émé étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

2émé étage : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

1ier étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

RDC : $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous-sol : $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

$$Q = S_{totale} * Q_i$$

Tableau II.9. *Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises*

Niveau	***Q (kN)***	***3+n/2n***	$Q_{cumulée}(kN)$
5éme	21.48	0	21.48
4éme	32.22	1	53.7
3éme	32.22	0.95	82.7
2éme	32.22	0.9	108.47
1ier	32.22	0.85	131.03
RDC	32.22	0.8	150.36
S-sol	32.22	0.75	166.47

II.5.2.3. L'effort normal ultime N_u :

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- $Nu^* = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau II.10. *Vérification de l'effort normal des poteaux*

Niveau	***B (mm²)***	***G (kN)cum***	***Q (kN)cum***	N_u ***(kN)***	***Nu* (kN)***	$\bar{N}$ ***(kN)***	$Nu^* \leq \bar{N}$
5éme	350x350	174.663	21.48	253.19	278.51	1134.44	CV
4éme	350x350	343.556	53.7	517.94	569.73	1134.44	CV
3éme	400x400	515.478	82.698	786.23	864.85	1618.01	CV
2éme	400x400	687.399	108.474	1054.51	1159.96	1618.01	CV
1ier	450x450	862.752	131.028	1326.89	1459.58	2183.58	CV
RDC	450x450	1038.105	150.360	1599.27	1759.19	2183.58	CV
S-sol	450x450	1217.1538	166.470	1871.64	2058.81	2183.58	CV

II.5.2.4. Vérification selon le RPA99 version2003 :

a) Vérification des sections : (RPA 99 (version 2003) Art.7.4.1)

Tableau II.11. *Vérification des sections selon le RPA99 version2003*

Condition à vérifier	*Application de condition*	*Vérification*
Zone III *Min (b, h) ≥ 30 cm* *Min (b, h) ≥ h_e /20* *0.25 ≤ (b/h) ≤ 4*	Min (b, h) = 35cm h_e /20 = (323-45) /20 = 13.9cm 0.25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4	CV

b) Vérification aux zones nodales : (RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

Tableau II.12. *Vérification des dimensions selon le RPA99 version 2003*

Niveau	$b_{max}(cm)$	$h_1(cm)$	$b_1(cm)$	$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$	$d\ (cm)$	$Max(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$	$d \leq Max\ (\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2})$
5éme, 4éme.	30	35	35	CV	2.5	17.5	CV
3éme, 2éme.	30	40	40	CV	5	20	CV
1er , RDC, S-SOL.	30	45	45	CV	7.5	22.5	CV

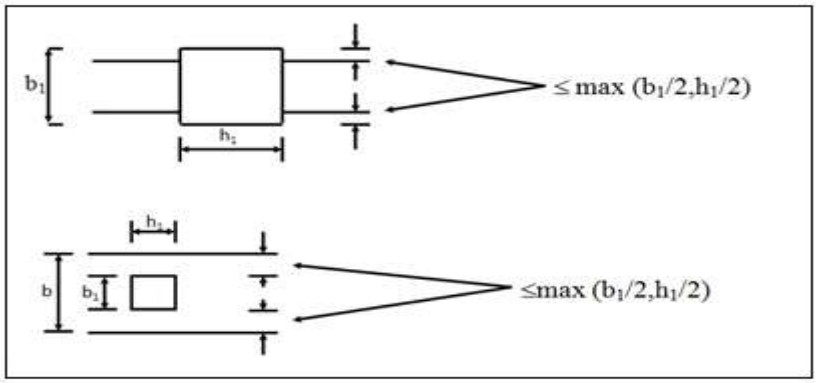


Figure II.3. *Dimensions à respecter par les poutres*

Conclusion :

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (due aux charges statiques), et satisfaites aux conditions du RPA99 version 2003.

II.6.PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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

Le RPA99 version 2003►► **[Art 7.7.1]** ◄◄, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $h_e$et des conditions de rigidité aux extrémités.

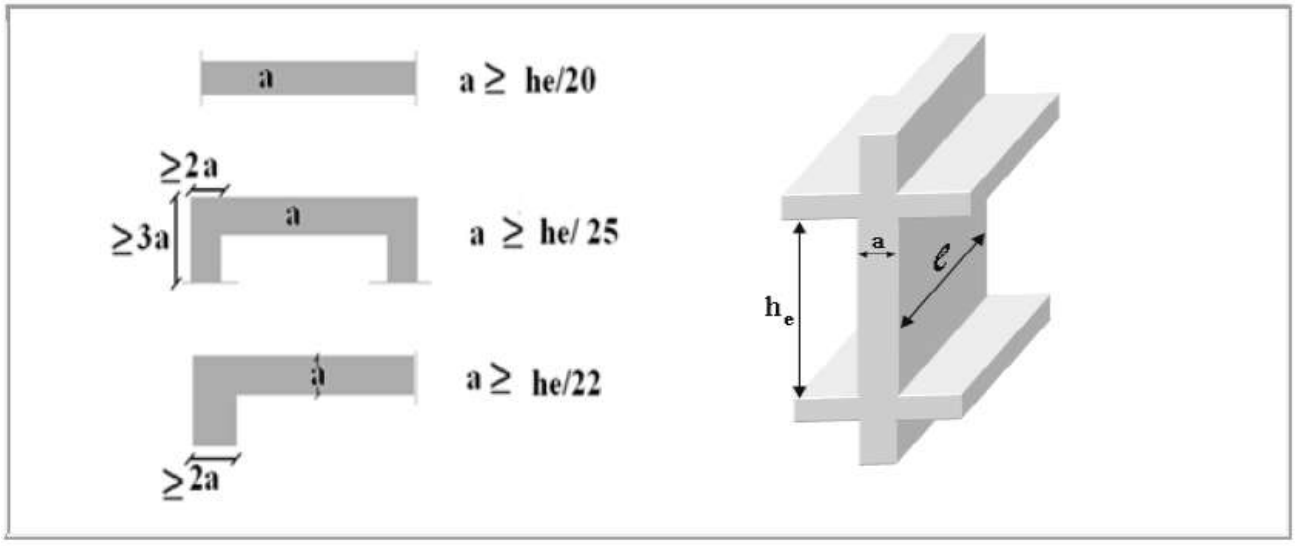


Figure II.4. *Vue en plan et vue en 3D du voile*

$$a \geq Max\left[15cm, \frac{h_e}{25}\right] \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left[15cm, \frac{(323-45)}{25} = 11.12cm\right]$$

Conclusion :

On adopte une épaisseur de 15 cm.

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

III.1.1. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

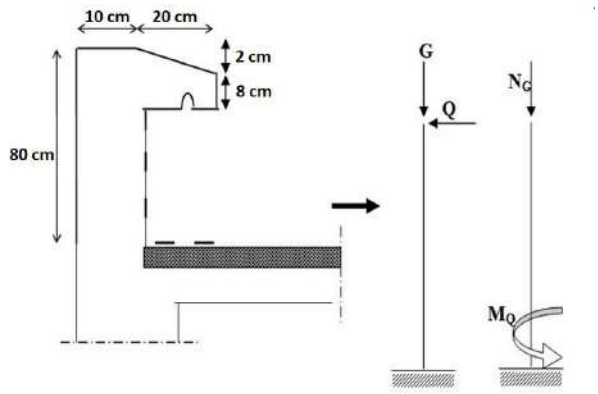


Figure III.1. *Acrotère (dimensions et charges exercées)*

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1. *Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère*

Charges permanentes	G=2.45 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml

III.1.3. Détermination des efforts :

Tableau III.2. *Les efforts exercés sur l'acrotère*

	ELU	***ELS***
Effort normal	$N_u = 1.35G = 3.31$ kN	$N_u = G = 2.45$ kN
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 1.2$ kN.m	$M_{ser} = Q.h = 0.6$ kN.m
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5$ kN	$T_{ser} = Q = 1$ kN

III.1.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable à l'état limite ultime.

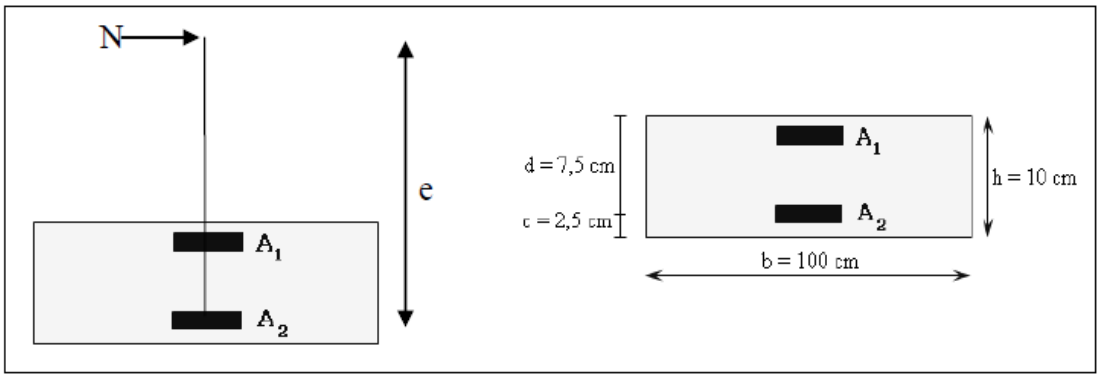


Figure III.2. *Section de béton armé dans l'acrotère*

$$A_{s1} = 4.6cm^2 \quad ; \quad A_{s2} = 4.6cm^2$$

Armatures choisit :

$$A_{s1} = A_{s2} = 7HA10 = 5.5cm^2$$

Espacement :

$$S_t = \frac{b - 2c - n\emptyset}{n-1} = \frac{100 - 2(2.5) - (7 * 1)}{(7-1)} = 14.66cm \quad \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$S_t = 15cm \leq S_{min} = \text{Min}[\, 3h \; ; \; 33cm \,] = 30cm \quad \Rightarrow \quad CV$$

Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.55}{4} = 1.375\ cm^2$$

On adopte : $A_{rép} = 4HA8 = 2.01cm^2$

Espacement :

$$S_{rép} = \frac{60 - 5 - (4 * 0.8)}{3} = 17\ cm \ \leq S_{min} = \text{Min}[\, 4h \; ; \; 45cm \,] = 40cm \quad \Rightarrow \text{CV}$$

On adopte : $S_{rép} = 17\ cm$.

III.1.4.1. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

On doit vérifier ces trois conditions : $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \\ \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\ MPa$$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e\ ;\ \text{ŋ}.110\sqrt{f_{tj}}\right] = Min[255.05\ MPa; 266.66\ MPa]$$

$$\overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa$$

$$\sigma_b = 0.3\ MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$\sigma_s = 2.6\ MPa\ \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$\sigma_s' = 2.2\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 255.05\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

III.1.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

On doit vérifier cette condition : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right] = MIn\ [\ 2.5MPa\ ;\ 4MPa\ ] \quad \Rightarrow \quad \tau_{adm} = 2.5MPa$$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.5 * 10^3}{1000 * (0.9 * 100)} = 0.016MPa$$

$$\tau = 0.016\ MPa\ \leq \tau_{adm} = 2.5\ MPa \quad \Rightarrow \quad CV$$

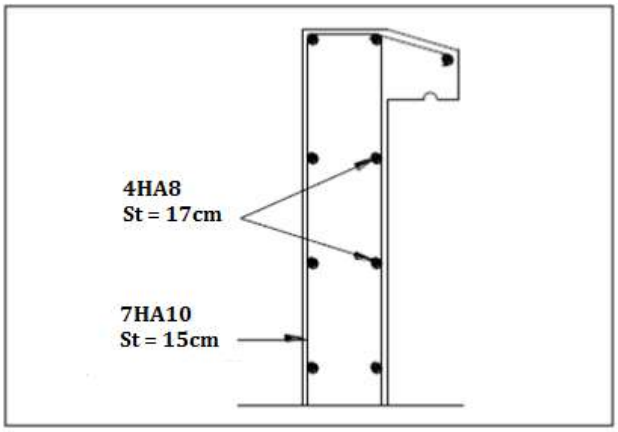


Figure III.3. *Ferraillage de l'acrotère*

III.2. PLANCHER A CORPS CREUX :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm ;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : \ L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0.02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : \ 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).

F_e : nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

A_{t1} : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a : $L = 65cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{260}{520} = 0.5cm^2/ml$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

$On\ choisira:\ A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 20cm.$

$$A_{t2} = 4\ \emptyset\ 5 = 0.78cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 25cm.$$

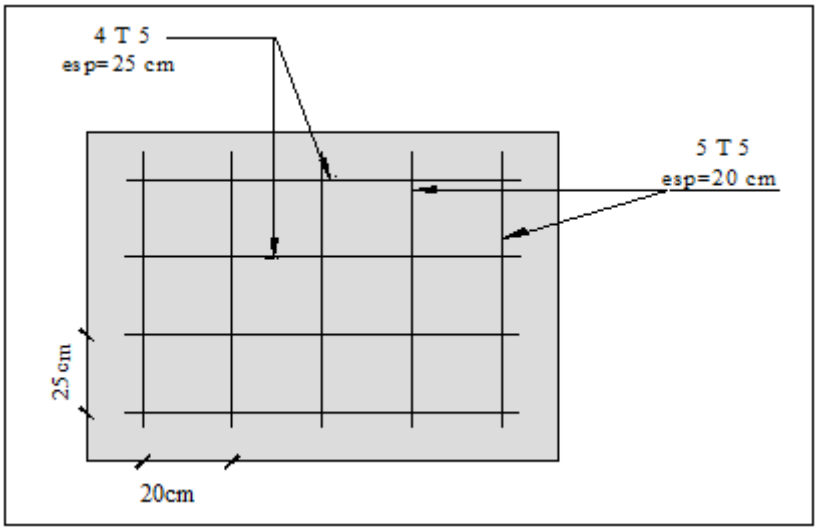


Figure.III.4. *Disposition des armatures de la dalle de compression.*

III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

III.2.2.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

- Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.
- Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

Poids propre de la poutrelle : $0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12\ kN/ml$

Poids propre du corps creux : $0.65 \times 1 = 0.65\ kN/ml$

$G = 0.65 + 0.12 = 0.77$ kN/ml

$Q = Max[1kN\ ; 0.5L = 2.63] = 2.63\ kN$

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \qquad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$M_G = 2.66\ kN.m \quad , \quad M_Q = 3.46\ kN.m \qquad \Rightarrow \quad M_u = 8.78\ kN.m$$

$$\mu = 12.89 \gg \mu_l = 0.392$$

Donc, on doit prévoir des étaiements.

Vérification de la flèche :

$$f_{max} < \bar{f} \quad avec : \ \bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ \dfrac{0.5 + L}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

$$On\ a : \quad L = 5.26\ m > 5m \ \Rightarrow \ \bar{f} = \frac{0.5 + L}{1000} = 0.526\ cm \quad ; \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.77 * 5260^4}{348 * 32164.19 * 6.4 * 10^5} + \frac{2630 * 5260^3}{48 * 32164.19 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 76.02\ cm$$

$$f_{max} = 76.02\ cm \ \leq \bar{f} = 0.526\ cm \qquad (C.N.V)$$

Tableau III.3. *Vérification de la flèche entre les étaiements*

Nombre d'étais	$L\ (m)$	$G\ (kN/ml)$	$Q\ (kN)$	$E\ (MPa)$	$I\ (m^4)$	$f\ (cm)$	$\bar{f}\ (cm)$	$f \leq \bar{f}$
0	5.26	0.77	2.63	32164.195	6.4×10^{-7}	76.02	0.526	CNV
1	2.63	0.77	1.315	32164.195	6.4×10^{-7}	4.75	0.526	CNV
2	1.75	0.77	1	32164.195	6.4×10^{-7}	1.01	0.350	CNV
3	1.315	0.77	1	32164.195	6.4×10^{-7}	0.38	0.263	CNV
4	1.052	0.77	1	32164.195	6.4×10^{-7}	0.18	0.210	CV

III.2.2.2. Après coulage :

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Dans notre bâtiment, on doit calculer deux types de poutres continues qui sont :

- Poutrelle à 2 travées (Plancher à usage d'habitation).
- Poutrelle à 3 travées (Plancher à usage d'habitation).
- Poutrelle à 6 travées (Plancher à usage d'habitation).

Le calcul de ferraillage se fera soit par la méthode forfaitaire soit par la méthode Caquot.

- **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$1 - Q \leq Min\,[2G\,;5\,kN/m^2]$

⇒ On ne peut pas faire cette vérification parce qu'on a pas une charge concentrée

$2 - 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ ⇒ CNV **Alors la méthode n'est pas applique**

$3 -$ La fissuration doit étre peu nuisible ⇒ CV

Remarque :

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

• Exposé de la méthode :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

• portée fictive :

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L = \begin{cases} L\ pour\ une\ travée\ de\ rive\ avec\ appui\ simple\ de\ rive. \\ 0.8 \cdot \text{L pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

• Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$\text{Où : } \gamma = \frac{kw}{ke} \quad \text{et} \quad ke = \frac{Ie}{l'e} \quad ; \quad kw = \frac{Iw}{l'w}$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{Iw \times l'e}{Ie \times l'w}$$

Cas particulier :

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée ; on a :

• Le coefficient de rigidité :

$$\gamma = \frac{\text{l'e}}{\text{l'w}}$$

Le moment aux appuis :

$M_{app} = 0{,}2M_0$……Appuis de rives

$M_{app} = \frac{q_w\, l'^{3}_w + q_e\, l'^{3}_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$ …… Appuis intermédiaires

• Le moment en travée :

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée :

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Le fil de poutrelles (plancher à étage courants).

- **Poutrelle d'étages courant six travées :**

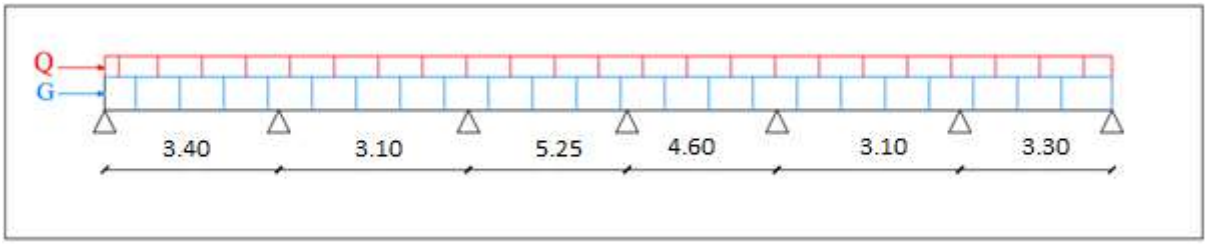


Figure.III.2.2. Chargement des poutrelles à 6 travées

$G = 3.050\ kN/ml \quad , \ Q = 1.5\ kN/ml \quad \Rightarrow \quad P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow \ P_u = 6.36kN$

Tableau III.4. *Evaluation des charges des poutrelles 6 travées à L'ELU*

Travée	***AB***		***BC***		***CD***		***DE***		***EF***		***FG***	
M_t $(kN.m)$	6.9		- 0.7		12		7.6		0.9		6.1	
M_a $(kN.m)$	M_A	M_B		M_C		M_D		M_E		M_F		M_G
	-1.7	-7.8		-14.4		-19.8		-9.8		-8.4		-1.5
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
	-12.09	16.68	-10.98	15.25	-21.18	23.24	-21.63	17.29	-13.57	12.66	-16.52	11.4

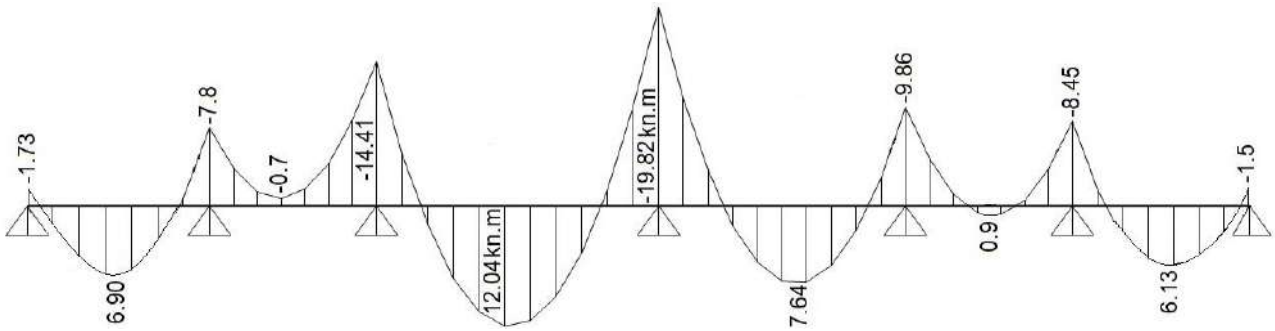


Figure III.2.3. *Diagramme des moments des poutrelles 6 travées à L'ELU*

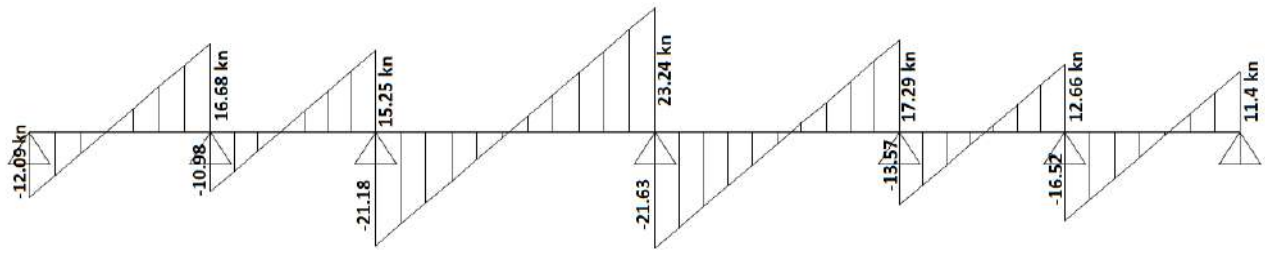


Figure III.2.4. *Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 6 travées à L'ELU*

- **Poutrelle d'étages courant trois travées :**

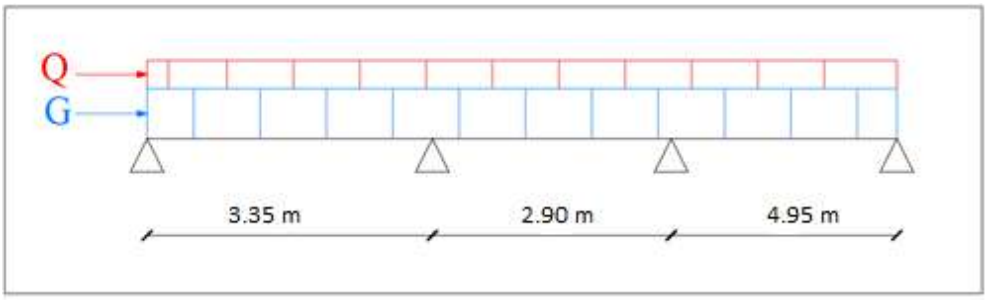


Figure.III.2.3. Chargement des poutrelles à 3 travées

Tableau III.5. *Evaluation des charges des poutrelles à 3 travées*

Travée	***AB***		***BC***		***CD***	
$M_t\ (kN.m)$	6		- 2		11.6	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B		M_C		M_D
	−1.5	−5.18		−15.35		−2.9
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
	-10.25	13.34	-6.7	13.72	-20.53	14.33

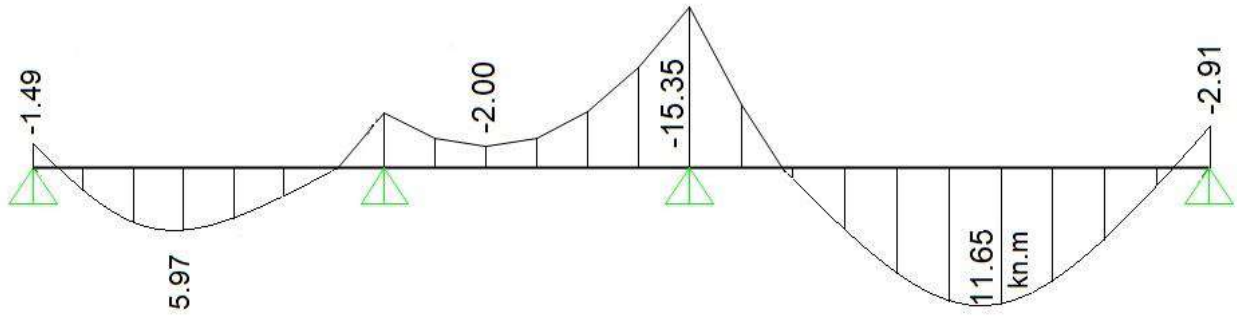


Figure III.2.5. *Diagramme des moments des poutrelles 3 travées à L'ELU*

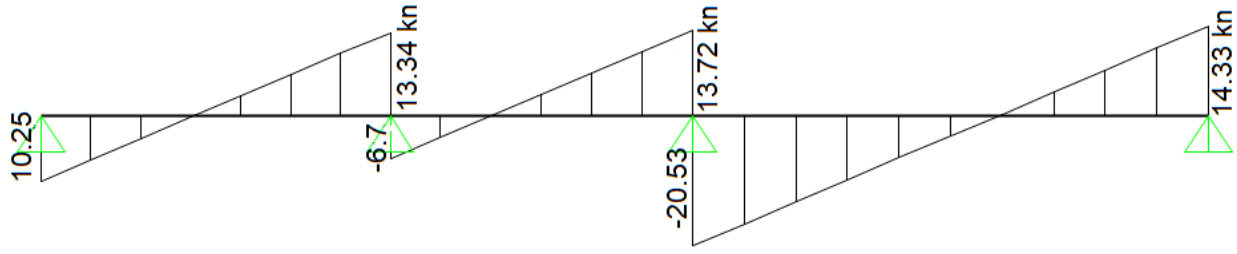


Figure III.2.6. *Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 3 travées à L'ELU*

- **Poutrelle d'étages courant deux travées.**

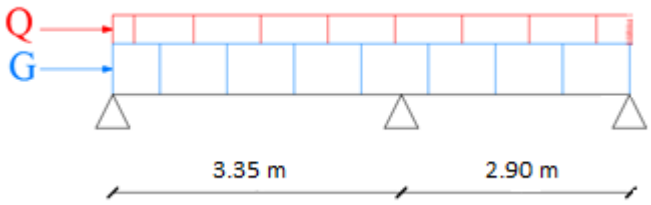


Figure.III.2.4. Chargement des poutrelles à 2 travées

Tableau III.6. *Evaluation des charges des poutrelles à 2 travées*

Travée	***AB***		***BC***	
$M_t\ (kN.m)$	4.8		- 3	
$M_a\ (kN.m)$	M_A	M_B		M_C
	-1.2	-8.7		-0.7
$T\ (kN)$	T_w	T_e	T_w	T_e
	-9.2	14.4	-13.21	7.21

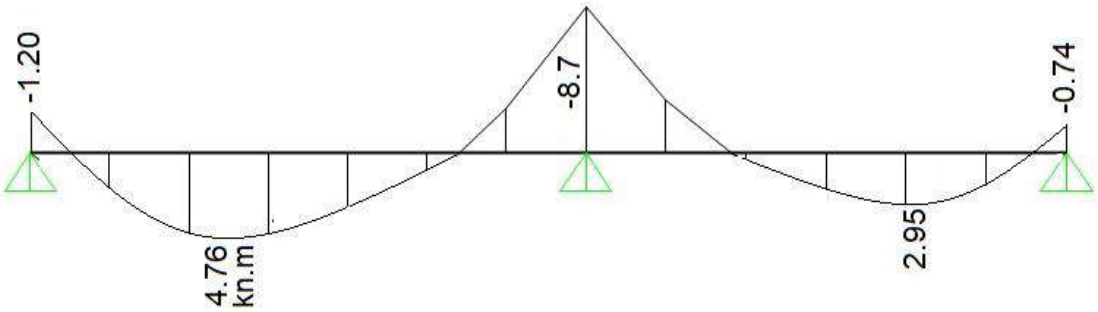


Figure III.2.7. *Diagramme des moments des poutrelles 2 travées à L'ELU*

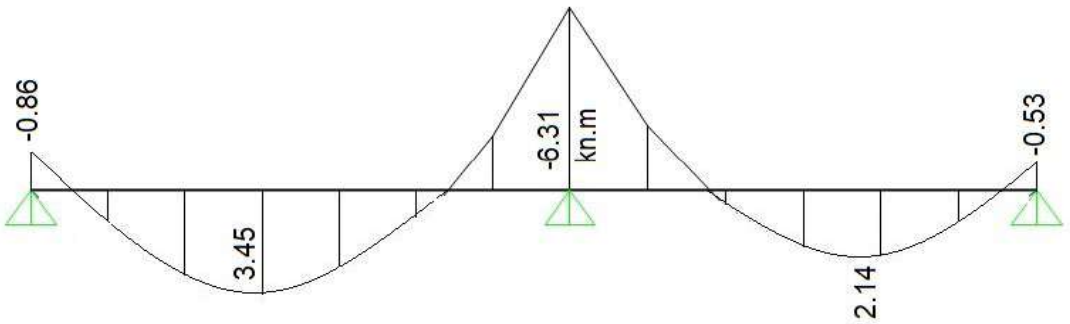


Figure III.2.8. *Diagramme des efforts tranchants des poutrelles 2 travées à L'ELU*

III.2.2.3. Ferraillage des poutrelles :

Tableau III.7. *Valeurs des sections de ferraillage calculer des poutrelles à 6 travées*

Poutrelles	$M_{t\,max}$ $(kN.m)$	$M_{a\,max}$ $(kN.m)$	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	A_{ch1} (cm^2)	A_{ch2} (cm^2)
6 travées	12.04	-19.82	1.59	2.63	3HA10 = 2.36	2HA12+1HA10 = 3.05

Tableau III.8. *Armatures choisis en travées et en appui des poutrelles à 6 travées*

Poutrelles	***Section calculée*** (cm^2)				***Section choisie*** (cm^2)			
	A_{s1}	A_{s2}	$A_{s1}{}'$	$A_{s2}{}'$	A_{s1ch}	A_{s2ch}	$A_{s1ch}{}'$	$A_{s2ch}{}'$
6 travées	1.59	0	0	2.63	3HA10	1HA10	3HA10	1HA10 + 2HA12

Vérification des contraintes à l'ELS :

G=3.672 kN/ml. Q=1.5kN/ml $\Rightarrow$ $P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 5.17kN$

Tableau III.9. *Evaluation des charges des poutrelles 6 travées à L'ELS*

Travée	***AB***		***BC***		***CD***		***DE***		***EF***		***FG***	
$M_t\,(kN.m)$	5.03		-0.5		8.78		5.56		0.66		4.22	
$M_a\,(kN.m)$	M_A	M_B	M_B	M_C	M_C	M_D	M_D	M_E	M_E	M_F	M_F	M_G
$M_a\,(kN.m)$	−1.26	−5.88	−5.88	−10.49	−10.49	−14.43	−14.43	−7.17	−7.17	−6.15	−6.15	−1.06

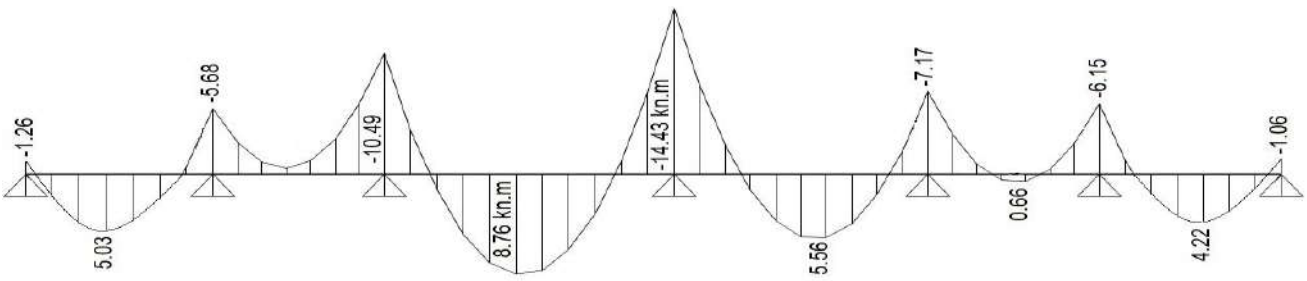


Figure III.2.3. *Diagramme des moments des poutrelles 6 travées à L'ELS*

Vérification des contraintes de béton en appui et en travée :

La fissuration est peu nuisible, Donc il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.10. *Vérification des contraintes de béton en appui et en travée*

Poutrelles	***Sollicitation à l'ELS***		***Contraintes***		***Contraintes admissible***	***Vérification***
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
6 travées	8.76	14.43	3.01	5.51	15	CV

Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III.11. *Vérification des contraintes de de cisaillement à l'ELU*

Poutrelles	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	***Vérification***
6 travées	23,24	0.88	3.33	CV

Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{24}{400} = 0.060 \geq 0.0625 & CNV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \dfrac{0.24}{5.25} = 0.04 \geq \dfrac{8.78}{15 * 18.54} = 0.031 & CV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{3.04}{12 * 16} = 0.012 \leq \dfrac{3.6}{f_e} = \dfrac{3.6}{400} = 0.009 & CNV \end{cases}$$

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93 :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

Tableau III.12. *Vérification des contraintes de de cisaillement à l'ELU*

A (cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	***y (cm)***	$I_0(cm^4)$	λ_i
3.04	8.78	1.2	80.9	0.369	8.95	5736.91	1.93
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
1.17	16503.13	25052.9	4.45	8.99	4.44	10.25	CV

III.3. LES ESCALIERS :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre.

III.3.1. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier (droit à deux volées), avec un palier intermédiaire.

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure ci-dessous :

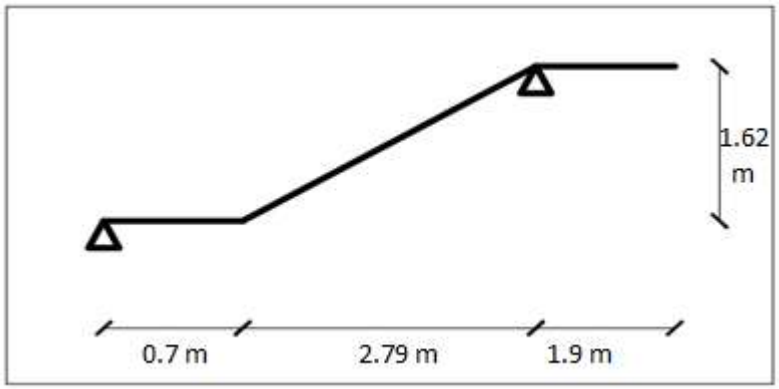


Figure III.3.1. *Schéma statique d'une volée d'escalier*

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = 0.7 + 2.79 \Rightarrow L = 3.5\ m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \quad \Rightarrow \quad 10cm \leq e \leq 11.7cm$$

On prendra : e =15 cm

III.3.1.1 Charges d'exploitation :

- Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 KN/m2

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.3.2. Détermination des sollicitations :

ELU : $P_u = 1.35\,G + 1.5\,Q$

ELS : $P_{ser} = G + Q$

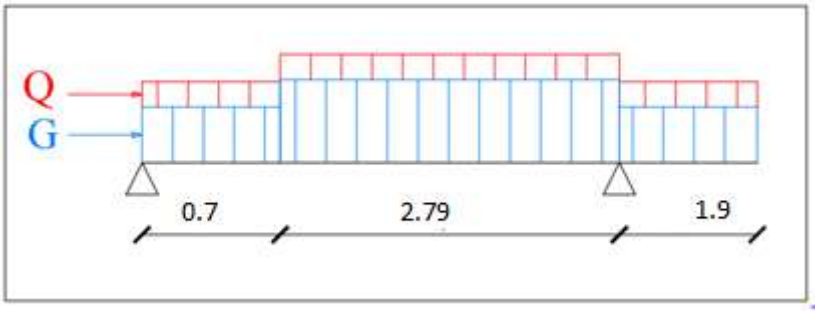


Figure III.3.2. *Chargement dans l'escalier*

Tableau III.13. *Combinaisons des charges dans l'escalier*

	G(kN/ml)	***Q(kN/ml)***	$P_u(kN/ml)$	$P_{ser}(kN/ml)$
Paillasse	8.31	2.5	14.79	10.81
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95

III.3.3. Détermination des efforts :

Tableau III.14. *Sollicitations des charges dans l'escalier*

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	8.04	-20.5	31.65
ELS	-14.35	-14.35	/

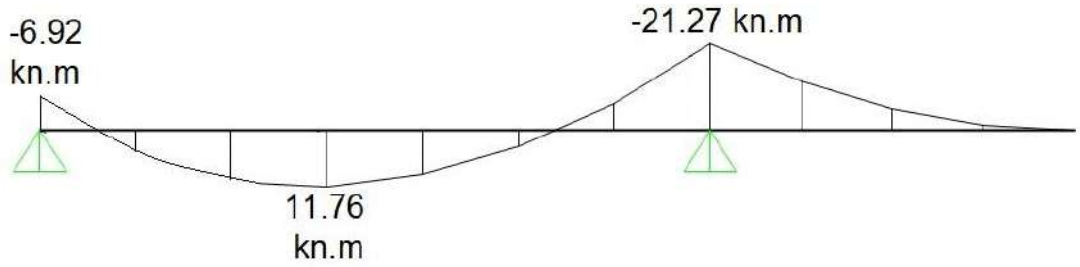


Figure III.3.3. *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU*

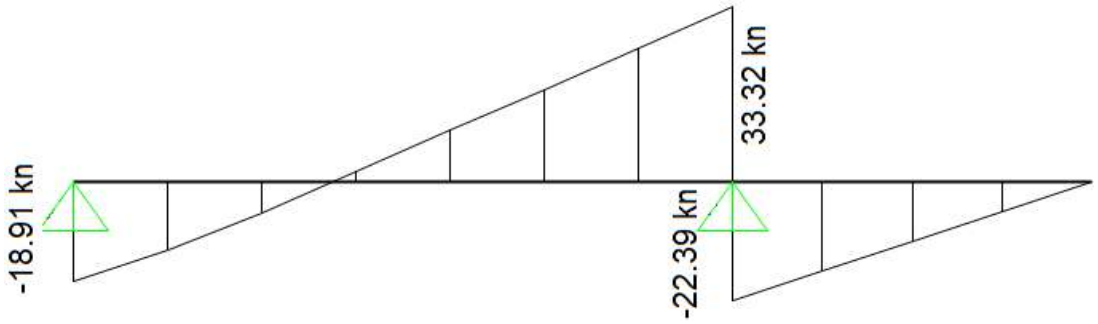


Figure III.3.4. *Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier à l'ELU*

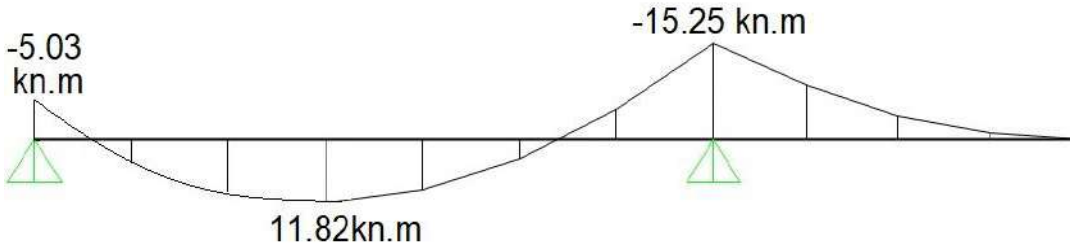


Figure III.3.5. *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS*

III.3.4. Ferraillage :

III.3.4.1. Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

Tableau III.15. *Section d'armatures longitudinales dans l'escalier*

	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		$S_t(cm)$	$\bar{S_t}(cm)$	$S_t \leq \bar{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}			
Travée	11.1	2.6	0	5HA12	5HA12	20	33	CV
Appuis	-20.5	0	5	5HA12	5HA12	20	33	CV

Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$, Avec : $B = 1.5\ m$.

Tableau III.16. *Vérification de la section d'armatures*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	5.65	1.50	CV
Appuis	5.65	1.50	CV

III.3.4.2. Armatures de répartition :

Tableau III.17. *Section d'armatures de répartition dans l'escalier*

	$A_{rép} = A/4\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\bar{S}_t(cm)$	$S_t \leq \bar{S}_t$
En travée	1.41	4HA8=2.01	25	45	CV
En appuis	1.41	4H18=2.01	25	45	CV

III.3.5. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$$

Tableau III.18. *Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS*

	$A(cm^2)$	$Mser(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5.65	8.04	3.7	15	CV
En appuis	5.65	-14.35	6.7	15	CV

III.3.8. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.19. *Vérification de l'effort tranchant de l'escalier*

section	*T(kN)*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100x15	31.65	0.25	1.17	CV

III.3.9. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{15}{467} = 0.032 \geq 0.0625 & CNV \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \dfrac{0.15}{4.67} = 0.032 \geq \dfrac{19.36}{15 * 24.2} = 0.05 & CNV \\ \dfrac{A}{b * d} = \dfrac{6.79}{467 * 13} = 0.0011 \leq \dfrac{3.6}{f_e} = \dfrac{3.6}{400} = 0.009 & CV \end{cases}$$

Tant qu'une inégalité n'est pas vérifiée, On doit vérifier la flèche en suivant l'annexe D du CBA93 :

$$\Delta f \leq \bar{f}$$

Tableau III.20. *Vérification de la flèche de l'escalier*

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y\ (cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
6.79	19.36	0.52	219.32	0.448		10356.48	4.04
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
1.616	10880.33	11181.75	54.53	51.63	1.3	7	CV

III.4. LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.4.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.7h \leq b \leq h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entraxe.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau III.21. *Pré dimensionnement de la poutre palière*

Poutre Palière	
Conditions de résistance	L = 3.2m $22.33cm \leq h \leq 32cm \; On \; adopte \; h = 30cm$ $9cm \leq b \leq 21cm \; On \; adopte \; b = 30cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30 \; cm \; \geq 20 \; cm$ $h = 30 \; cm \; \geq 30 \; cm$ $\frac{h}{b} = 1 \leq 4.0$ Conditions vérifiées

Conclusion :

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

III.4.2. Charges revenant à la poutre :

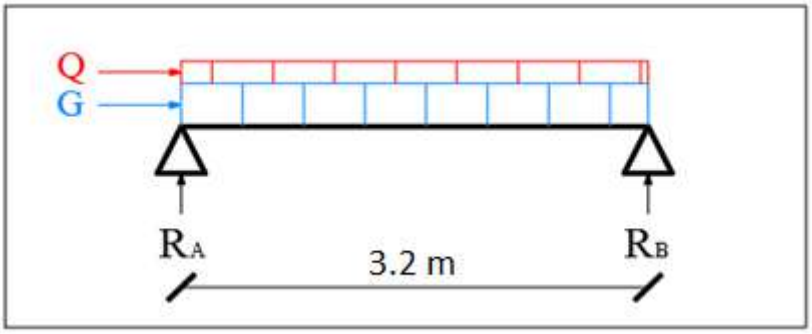


Figure III.4.1. *Chargement dans la poutre palière*

- $P_u = 22.81\ kN/ml \quad \Rightarrow \quad R_A = 33.32\ kN/ml \quad ; \quad R_B = 33.32\ kN/ml$
- $P_{ser} = 16.51\ kN/ml \quad \Rightarrow \quad R_A = 22.41\ kN/ml \quad ; \quad R_B = 22.41\ kN/ml$

III.4.3. Calcul des efforts :

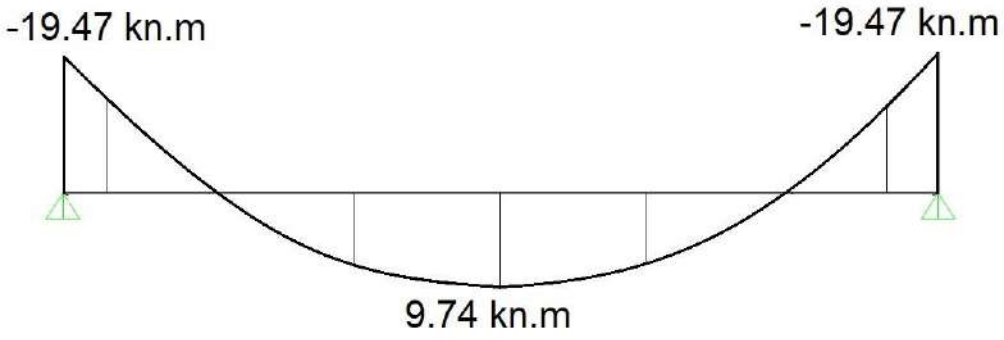


Figure III.4.1. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L.U*

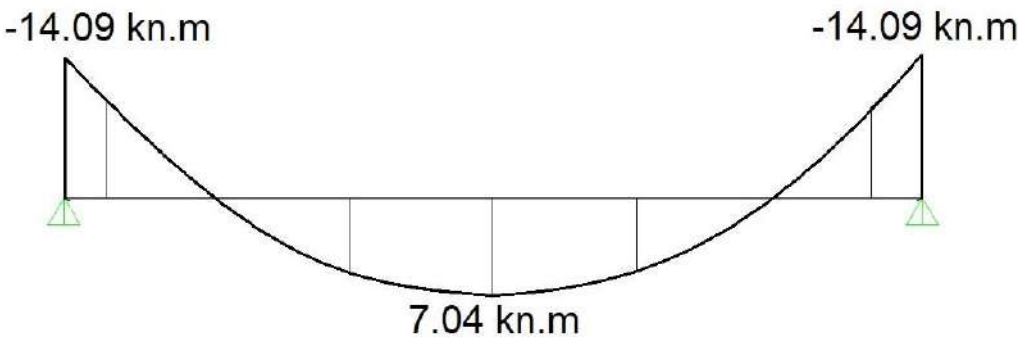


Figure III.4.2. *Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière à l'E.L.S*

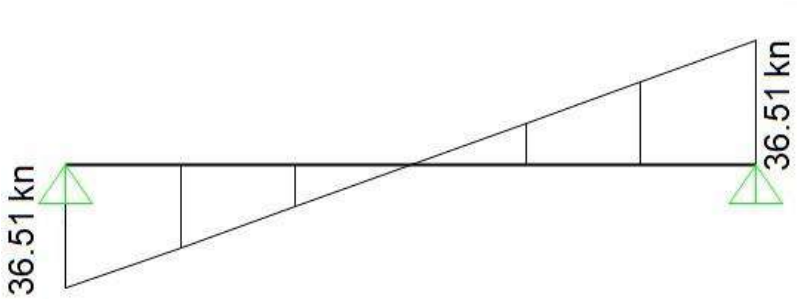


Figure III.4.3. *Diagramme des moments de la poutre palière à l'E.L. S*

III.4.4. Calcul de ferraillage :

Armatures longitudinales :

Tableau III.22. *Sollicitations de la poutre palière*

	M_{max} $(kN.m)$	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$	
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}
Travée	9.74	1	0	2HA12	2HA12
Appuis	-19.47	0	2.1	2HA12	2HA12

Armatures transversales : RPA99 (version2003) ►►Art.7.5.2.2◄◄

$$A_t = 0.003 S_t * b$$

$$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right] \quad Dans\ la\ zone\ nodale$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad Dans\ la\ zone\ courante$$

Tableau III.23. *Espacements des armatures de la poutre palière*

Espacements		***Armatures***	
Zone nodale (cm)	***Zone courante (cm)***	$\emptyset(cm)$	$A_t(cm^2)$
7	15	0.8	2HA8 = 2.01

III.4.4.1. à l'E.L.S :

Tableau III.24. *Vérification de la poutre palière à l'E.L.S*

	A(cm²)	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5.65	7.04	1.3	15	CV
En appuis	3.39	-14.09	4.8	15	CV

III.4.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III.25. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU de la poutre palière*

Section	*T(kN)*	$\tau(kN)$	$\bar{\tau}(kN)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
30x30	36.51	0.44	2.5	CV

b) Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

- $A_{min} = 0.5\%b.h$
- $A_{max} = 4\%b.h$ ($Zone\ courante$)

Tableau III.26. *Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003*

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{min} \leq A \leq A_{max}$
En travée	7.04	5.25	42.00	CV
En appuis	-11.76	4.50	36.00	CV

III.4.4.3 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0.098 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad (CV)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0.098 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{35.11}{10 * 43.32} = 0.0810 \qquad (CV)$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{30 * 32.5} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \qquad (CV)$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

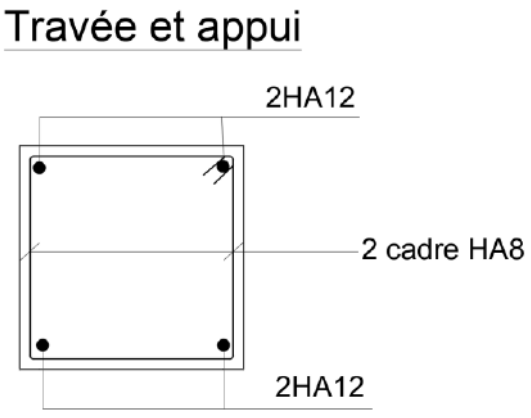


Figure III.4.4. *Ferraillage de la poutre palière*

III.5 LA DALLE PLEINE (LA RAMPE):

La dalle pleine set un plancher en béton armé de 10 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat, le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte, ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

III.5.1 Calcul des dalles triangulaires :

Pour les dalles de forme triangulaire, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture, par ce qu'elle est plus puissante, cette dernière est basé sur le mécanisme des fissures.

1- Calcul de la charge totale :

• Plancher terrasse :

$$\left.\begin{matrix} G = 7.22 KN/m^2 \\ Q = 1\ KN/m^2 \end{matrix}\right\} \quad \begin{matrix} Pu = 11.25\ KN/m^2 \\ Pser = 8.22\ KN/m^2 \end{matrix}$$

• Plancher habitation :

$$\left.\begin{matrix} G = 6.91 KN/m^2 \\ Q = 1.5\ KN/m^2 \end{matrix}\right\} \quad \begin{matrix} Pu = 11.58\ KN/m^2 \\ Pser = 8.41\ KN/m^2 \end{matrix}$$

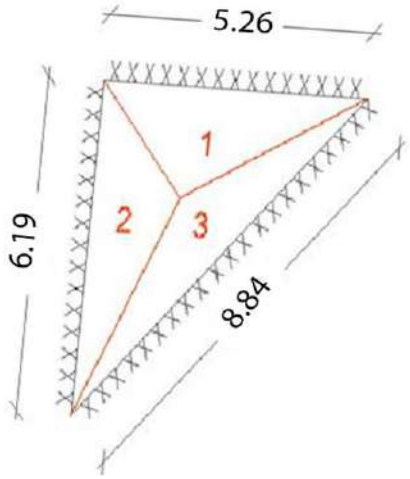


Figure III.5.1.les ligne de rupture dans la dalle pleine

2- Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$$T_{int} = T_{ext} \qquad \text{avec} \quad \begin{cases} T_{int} = M \times l \times \theta \\ T_{ext} = P \times f \end{cases}$$

Après le calcul on adopte : $\begin{cases} M_u = 2.37\ KN.m \\ M_{ser} = 2\ KN.m \end{cases}$

3- Vérification de la section :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Rightarrow 10 \leq \frac{150}{10} = 15 \ldots\ldots CV$$

4- Condition d'espacement :

$$S_t = \frac{100-5}{4} \approx 25\ cm \ \leq Min\ [3h = 45\ ;33\ cm] = 33\ cm \ldots\ldots CV$$

III.5.2 Ferraillage :

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = Mty = 0.85 \times Mu = 2.01\ KN.m$ …… Le moment en travée

$Max = May = -0.5 \times Mu = -1.19\ KN.m$…… Le moment aux appuis

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

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σ_b = 14.2 MPa ; σ_s = 348 MPa

Tableau III.27. *Ferraillage de la dalle pleine triangulaire*

	M(KN.m)	***d (cm)***	A_{cal}***(cm²/ml)***	$A_{choisir}$ ***(cm²)***
En travée	2.01	12.5	1.7	4HA10 =3.14
Eux appuis	-1.19	12.5	1.7	4HA10=3.14

III.5.2.1 E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = Mty = 0.85 \times Mser = 1.7\ KN.m$ …… Le moment en travée

$Max = May = -0.5 \times Mser = -1\ KN.m$ …… Le moment aux appuis

Vérification des contraintes :

1- **En travée :**

On doit vérifier :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times fc28$ avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

Donc : $\sigma_b = 0.4 \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times fc28 = 15\ MPa$ … … CV

2- **Aux appuis :**

On doit vérifier :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times fc28$ avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

Donc : $\sigma_b = 0.3 \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times fc28 = 15\ MPa$ … … CV

III.5.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$Vx = \frac{\mathrm{P} \times \mathrm{lx} \times \mathrm{ly}}{2\mathrm{ly} + \mathrm{lx}} \quad ; \quad Vy = \frac{\mathrm{P} \times \mathrm{lx} \times \mathrm{ly}}{3\mathrm{ly}}$$

$$V = Max[V_x ; V_y] = 21.37\ KN$$

$$\tau = 0.17\ MPa \leq \bar{\tau} = 1.17\ MPa \ldots\ldots CV$$

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.2.3 Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{5.26} = 0.028 < \frac{1}{16} = 0.06 \ldots\ldots CV$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{5.26} = 0.028 < \frac{2.01}{15 \times 2.528} = 0.053 \ldots\ldots CV$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} > \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12.5} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ldots CV$$

$$\Delta f = 0.4 < \bar{f} = 9.8 \ldots\ldots CV$$

CHAPITRE IV :

CALCUL DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

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

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i: Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion:

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de 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 la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

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

Avec :

I_x, I_y: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

X_i, Y_i: Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R: Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

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

Niveau (m)	***Masse et centre de Masse***			***Inertie et centre d'inertie***	
	Poids (kN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
23.4	5753.899	12.689	9.497	15.069	7.503
20.16	6814.187	12.583	9.480	15.122	7.386
16.92	6919.470	12.573	9.475	15.220	7.182
13.68	7010.229	12.559	9.475	15.380	6.843
10.44	7110.005	12.546	9.476	15.666	6.235
7.2	7664.797	12.751	9.390	16.300	4.895
3.96	7914.396	12.678	9.563	19.204	0.100

IV.2.3. Excentricité:

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_{X\,thé} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,thé} = |Y_G - Y_R|$$

En suivant l'article 4.3.7 de l'RPA2003, on doit ajouter à la valeur de l'excentricité dans les deux direction une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 15\% * L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 15\% * L_Y$$

Avec :

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

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

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

Tableau IV.2 *Excentricité suivant les deux directions.*

Niveau (m)	***Excentricité suivant X***			***Excentricité suivant Y***		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$
23.4	2.380	3.50	Oui	1.994	3.09	Oui
20.16	2.539	3.50	Oui	2.094	3.09	Oui
16.92	2.647	3.50	Oui	2.293	3.09	Oui
13.68	2.821	3.50	Oui	2.632	3.09	Oui
10.44	3.120	3.50	Oui	3.241	3.09	Oui
7.2	3.549	3.50	Non	4.495	3.09	Non
3.96	6.526	4.19	Non	9.463	3.68	Non

Tant qu'il y a deux niveau qui ne sont pas vérifiés, donc la forme de notre bâtiment est irrégulière (RPA2003 « Art 3.5.1 »).

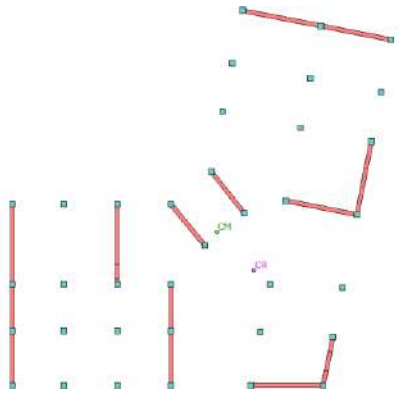


Figure IV.1 disposition des voiles

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

IV.3.1. 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 III, 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 ».

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.3.2.1. 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.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20" 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.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & pour: T > 3\,sec \end{cases}$$

a) 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 III, groupe d'usage 2) ⇒ A=0.25

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

c) Coefficient de comportement R :

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles.

Donc : R=3.5

Tableau IV.3 *Distribution des sollicitations suivant X.*

Niveau (m)	**Sollicitation dues aux charges verticales**		**Sollicitation dues aux charges horizontales**	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{x\,(poteaux)}$ (%)	$T_{x\,(voiles)}$ (%)
23.4	52.119	47.881	0.00	100
20.16	53.005	46.995	0.00	100
16.92	56.271	43.729	0.00	100
13.68	56.866	43.134	0.00	100
10.44	60.225	39.775	0.00	100
7.2	61.232	38.768	0.00	100
3.96	49.907	50.093	0.00	100

Tableau IV.4 *Distribution des sollicitations suivant Y.*

Niveau (m)	**Sollicitation dues aux charges verticales**		**Sollicitation dues aux charges horizontales**	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{y\,(poteaux)}$ (%)	$T_{y\,(voiles)}$ (%)
23.4	42.313	57.687	0.00	100
20.16	42.941	57.059	0.00	100
16.92	46.154	53.846	0.00	100
13.68	46.743	53.257	0.00	100
10.44	50.212	49.788	0.00	100
7.2	50.922	49.078	0.00	100
3.96	44.487	55.513	0.00	100

d) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivants :

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

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

Tableau IV.5 *Facteur de qualité.*

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	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.1		0.1	
Q	1.1		1.1	

IV.3.2.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

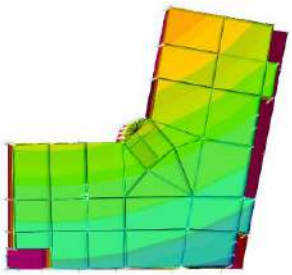
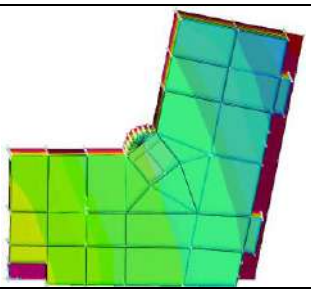
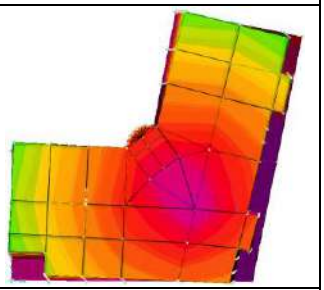
1- **Analyse modale.**
   - ✓ **Comportement modal.**
   - ✓ **Participation massique (dissipation d'énergie).**

2- **Analyse statique et dynamique.**
   - ✓ **Stabilité de la structure.**
     - **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.**
     - **Vérification de la stabilité au renversement.**
     - **Vérification des déplacements inter-étage.**
     - **Vérification de l'effet P-Δ.**
   - ✓ **Résistance des éléments :**
     - **Vérification de cisaillement des éléments.**
     - **Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.**

1- Analyse modale :

1-1 Comportement modal :

Tableau IV.6 *Comportement des trois premiers modes.*

Modes	***1***	***2***	***3***
Période (s)	0.415	0.364	0.244
Participation massique suivant X	53.38	8.39	4.05
Participation massique suivant Y	5.705	54.42	4.27
Participation massique suivant Z	4.852	1..53	56.66
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z

✓ **Participation massique (dissipation d'énergie) :**

Tableau IV.7 *Vérification de participation massique.*

Mode	***Période (sec)***	***Cumule des masses modales effectives (%)***		
		Sens (x)	***Sens (y)***	***Sens (z)***
1	0.397	54.421	5.067	4.463
2	0.353	61.814	60.304	5.973
3	0.239	65.645	64.255	62.834
…	…	…	…	…
26	0.052	**90.881**	87.173	87.260
35	0.042	92.341	**90.914**	87.370
59	0.031	95.581	93.675	**91.560**

- **Commentaire :**

Le nombre des modes totales : **988 modes.**

Le temps des modes totales : **3.87 sec**

Le nombre des modes retenus : **59 modes.**

Le temps des modes retenus : **3.87 sec**

2- Analyse statique et dynamique :

2-1 Stabilité de la structure :

2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »).

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

Donc, il faut vérifier que :

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

Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 »).

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

T_2: Période caractéristique. (Site 2) ⇒ $T_2 = 0.4\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 23.4}{\sqrt{22.15}} = 0.447 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 23.4}{\sqrt{21.95}} = 0.449$$

$$\Rightarrow \quad D_x = 2.062 \quad , \quad D_y = 2.033$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = 1.1\ ; Q_y = 1.1$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \quad \Rightarrow \quad W = 37788.31\ kN$$

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

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.25	2.06	2.03	1.1	1.1	3.5	37788.31	6122.25	6036.14

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.19 » sont :

$$E_{dx} = 5981.51\ kN \quad , \quad E_{dy} = 5994.79\ kN$$

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

	$V(kN)$	$E_d(kN)$	$\frac{E_d}{V}$	$\frac{E_d}{V} \geq 0.8$
Sens X	6122.25	5981.51	0.977	CV
Sens Y	6036.14	5994.79	0.993	CV

2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

La structure est stable au renversement si :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

- **<u>La vérification</u> :**

Tableau IV.10 *Vérification de la stabilité au renversement.*

Moment de renversement		***Moment de stabilité***	
$M_R = \sum_{i=1}^{n} M_{ri} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_i$		$M_S = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} X_{Gi} . W_i$	
M_{rx} (KN.m)	115777.40	**M_{sx} (KN.m)**	356181.36
M_{ry} (KN.m)	107487.94	**M_{sy} (KN.m)**	482783.13
M_{sx} / M_{rx}	3.076 > 1.5	**M_{sy} / M_{ry}**	4.49 > 1.5

- **Commentaire :**

La structure est stable vis-à-vis le risque de renversement dans les deux direction (x) (y).

2-1-3 Vérification des déplacements inter-étage : (RPA2003 « Art 4.4.3 »).

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 doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0.01h_e$

h_e : La hauteur d'étage k

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

Niveau	$\boldsymbol{h_e(m)}$	$\boldsymbol{\delta_{ek}(cm)}$	$\boldsymbol{\delta_k(cm)}$	$\boldsymbol{\Delta_k(cm)}$	$\boldsymbol{\Delta_{adm}(cm)}$	$\boldsymbol{\Delta_k \leq \Delta_{adm}}$
23.4	3.24	1.21	4.24	0.77	3.24	CV
20.16	3.24	0.99	3.47	0.77	3.24	CV
16.92	3.24	0.77	2.70	0.77	3.24	CV
13.68	3.24	0.55	1.93	0.94	3.24	CV
10.44	3.24	0.34	1.19	0.63	3.24	CV
7.2	3.24	0.16	0.56	0.43	3.24	CV
3.96	3.96	0.04	0.14	0.14	3.96	CV

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

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
23.4	3.24	1.01	3.54	0.63	3.24	CV
20.16	3.24	0.83	2.91	0.67	3.24	CV
16.92	3.24	0.64	2.24	0.66	3.24	CV
13.68	3.24	0.45	1.58	0.60	3.24	CV
10.44	3.24	0.28	0.98	0.52	3.24	CV
7.2	3.24	0.13	0.46	0.35	3.24	CV
3.96	3.96	0.03	0.11	0.11	3.96	CV

2-1-4 Vérification de l'effet P-Δ.

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 ".

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}	$\theta \leq 0.1$
23.4	5753.90	0.91	0.80	1338.31	1423.59	324	0.0121	0.0100	CV
20.16	6814.19	0.95	0.81	1365.47	1452.48	324	0.0146	0.0117	CV
16.92	6919.47	0.91	0.80	1163.73	1237.88	324	0.0167	0.0138	CV
13.68	7010.230	0.87	0.74	953.23	1013.97	324	0.0197	0.0158	CV
10.44	7110.01	0.74	0.63	737.82	784.83	324	0.0220	0.0176	CV
7.2	7664.80	0.45	0.45	548.54	583.50	324	0.0194	0.0182	CV
3.96	7914.40	0.18	0.11	311.52	311.37	396	0.0115	0.0066	CV

2-2 Résistance des éléments :

2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments.

Les poutres :

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

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

Tableau IV.14 *Vérification de cisaillement des poutres.*

Eléments	*Section(cm²)*	$V_u(kN)$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	*Type de fissurations*	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30X45	137.714	$1.35G + 1.5Q$	1.080	Fissuration préjudiciable	2.5	CV
Poutres secondaires	30X40	113.143	$G + Q + E_{dx}$	1.006	Fissuration peu nuisible	4.35	CV
Longrines	30X30	8.489	$1.35G + 1.5Q$	0.103	Fissuration peu nuisible	3.33	CV
Chainage	30X30	53.429	$1.35G + 1.5Q$	0.648	Fissuration peu nuisible	3.33	CV
Poutre palier	30X30	24.176	$G + Q + E_{dx}$	0.293	Fissuration peu nuisible	4.35	CV

IV.4. 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. d = 1.9*L.

b : l'épaisseur de voile.

La contrainte limite de cisaillement est égale : $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$

Tableau IV.15 *Vérification de cisaillement des voiles.*

Direction	***Voile***	***b***	***L***	$\|V_u\|$	***Combinaison***	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant Y	**Périphérique**	25	330	1216.06	$G+Q+E_{dy}$	2.29	5	CV
	1	25	495	696.99	$G+Q+E_{dy}$	1.09	5	CV
	2	25	290	604.10	$G+Q+E_{dy}$	1.30	5	CV
	3	25	335	1138.92	$G+Q+E_{dy}$	2.11	5	CV
	4	25	495	943.73	$G+Q-E_{dy}$	1.19	5	CV
	5	25	440	1284.05	$0.8\,G+E_{dy}$	1.82	5	CV
	6	25	305	794.58	$G+Q-E_{dy}$	2.62	5	CV
	7	25	460	1102.23	$G+Q-E_{dy}$	1.50	5	CV
	8	25	330	199.03	$G+Q-E_{dy}$	0.38	5	CV
	9	25	330	312.95	$G+Q-E_{dy}$	0.60	5	CV
Suivant X	**Périphérique**	25	395	2178.47	$G+Q+E_{dx}$	3.43	5	CV
	1	25	450	2244.98	$G+Q+E_{dx}$	3.10	5	CV
	2	25	450	1322.40	$G+Q-E_{dx}$	1.82	5	CV
	3	25	445	1254.34	$G+Q-E_{dx}$	1.75	5	CV
	4	25	495	1101.59	$G+Q+E_{dx}$	1.73	5	CV
	5	25	330	350.70	$G+Q+E_{dx}$	0.66	5	CV
	6	25	330	221.97	$G+Q-E_{dx}$	0.42	5	CV

IV.4. LES POTEAUX :

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a, considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

IV.4.1 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

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.16 *Vérification de l'effort normal réduit.*

Niveau	***b(cm)***	***h(cm)***	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	***combinaison***	ν	$\nu \leq 0.3$
5éme	35	35	173.05	108900	$G + Q + E_{dx}$	0.064	CV
4éme	35	35	368.91	108900	$G + Q + E_{dx}$	0.136	CV
3éme	40	40	577.71	144400	$G + Q + E_{dx}$	0.160	CV
2éme	40	40	793.53	144400	$G + Q + E_{dx}$	0.220	CV
1ier	45	45	1023.09	184900	$G + Q + E_{dx}$	0.221	CV
RDC	45	45	1258.33	184900	$G + Q + E_{dx}$	0.272	CV
Sous-sol	50	50	1474.07	230400	$G + Q + E_{dx}$	0.256	CV

Conclusion :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.17 *Dimensions finales des éléments.*

Eléments		***Section***
Poutres principales		**30x45**
Poutres secondaires		**30x40**
Longrines		**30x30**
Poutre palière		**30x30**
Voiles périphérique		**25**
Voile de contreventement		**25**
Poteaux	***5éme, 4éme étage***	**35x35**
	3éme, 2éme étage	**40x40**
	1^{ier}, RDC	**45x45**
	Sous-sol	**50x50**

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE

DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

a) Combinaisons données par le CBA93 :

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q
- ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G + Q ± E
- 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 se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires).

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)	$M_t(kN.m)$	***Combinaison***	$A_{S1}(cm^2)$	$M_a(kN.m)$	***Combinaison***	$A_{S2}(cm^2)$
Poutres principales	30x45	95.91	ACC	4.7	-133.83	$G+Q+E_x$	8.5
Poutres secondaires	30x40	114.63	ACC	8.3	-117.67	$G+Q+E_y$	8.5

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

Elément	***Section calculée***		***Section choisie***	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	6.16	9.24	$3HA14 + 1_{CH}HA14 = 6.16$	$3HA14 + 3_{CH}HA14 = 14.07$
Poutres secondaires	$A_{S1}, A_{S2}(cm^2)$		$A_{S1}, A_{S2}(cm^2)$	
	9.24		$3HA14 + 3_{CH}HA14 = 9.24$	

V.2.1.1. Vérification des contraintes à l'ELS:

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

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	48.11	-92.79	5.3	201	62.6	8.9	201.3	110.5	15	201.63	CV
Poutres secondaires	33.83	-42.31	5	200.6	55.4	4.3	134.5	50.8	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	10.78	13.85	6.75	1.35	CV
Poutres secondaires	13.85	13.85	6	1.2	CV

V.2.1.2. Vérification de la flèche :

Tableau V.5 *Vérification de la flèche des poutres principales.*

	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
Poutres principales	2.6	10.5	C.V

Tableau V.6 *Vérification de la flèche des poutres secondaires.*

	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
Poutres secondaires	3.4	10.3	C.V

V.2.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

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

Tableau V.7 *Vérification des contraintes de cisaillement.*

Elément	***Section***	$V_{max}(kN)$	***Combinaison***	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30x45	136.11	$G + Q - E_x$	1.067	3.33	CV
Poutres secondaires	30x40	111.34	$G + Q + E_y$	0.905	3.33	CV

V.2.2. Ferraillage transversal des poutres :

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 :

$$Selon\ le\ RPA2003: \begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] & Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93: \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e (cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V.8 *La section d'armatures transversales.*

Elément	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ *(cm²)*
		$S(ZN)$ *(cm)*	$S'(ZC)$ *(cm)*	
Poutres principales	1.067	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutres secondaires	0.905	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications sont vérifiées.

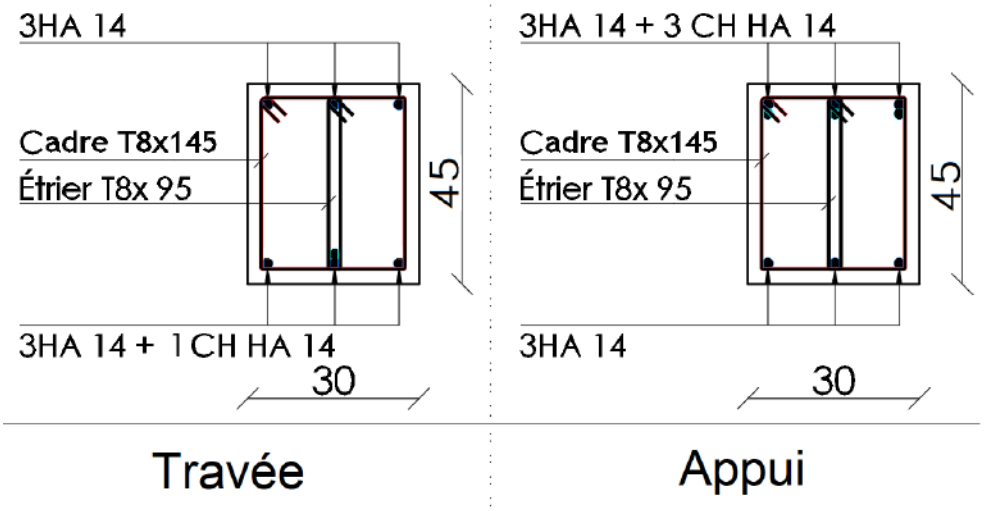


Figure V.1 *Dessin de ferraillage des poutres principales.*

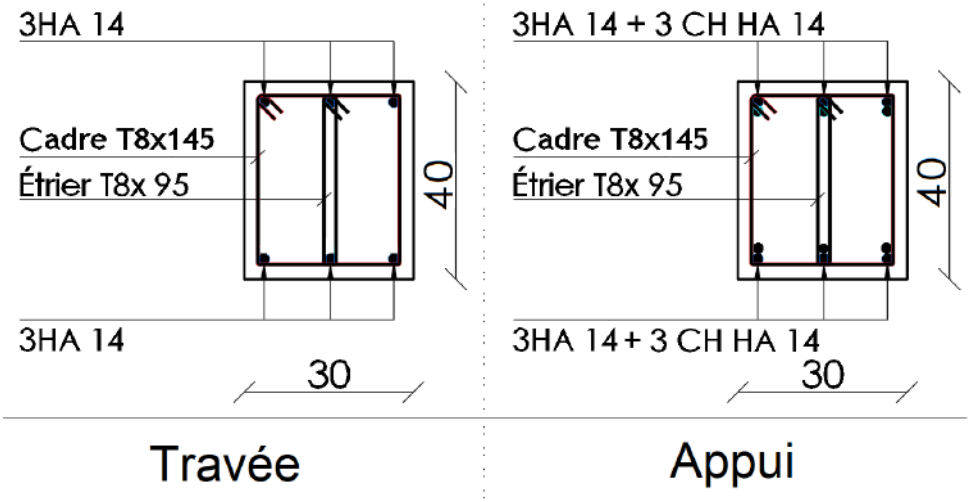


Figure V.2 *Dessin de ferraillage des poutres secondaires.*

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

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

V.3.1. Armatures longitudinales :

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements :

Selon le CBA93 :

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

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

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 III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser: 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

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 :

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

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

V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u * (e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3{l_f}^2(2 + \alpha\emptyset)}{10000\ h} \quad , \quad e_a = Max[\frac{L_0}{250}; 2\ cm]$$

Avec :

e_1 : excentricité du 1ier ordre provoquée par le moment de flexion.

e_2: excentricité du 2éme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{Déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{Déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2$$

$$\alpha = \frac{Moment\ sous\ l'effet\ des\ charges\ permanentes}{Moment\ totale} = \frac{M_G}{M_u}$$

l_f : Longueur de flambement.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_2 : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

e_2 : Longueur libre.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant :

Remarque :

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Tableau V.9 *La section d'armatures des poteaux.*

Etage	*Section*	*Sollicitations*						$A_{calculée}$ *(cm²)*		$A_{cal\,Tat}$ *(cm²)*	A_{min} *(cm²)*	$A_{choisie}$ *(cm²)*
								A_{s1}	A_{s2}			
Sous-sol	**50x50**	N_{max}	1912.13	$M_{x\,corr}$	1.62	$M_{y\,corr}$	2.03	2.5	1.5	8.00	22.5	**12HA16 = 24.13**
		N_{min}	853.99	$M_{x\,corr}$	7.70	$M_{y\,corr}$	3.31	2.5	1.5	8.00		
		$M_{x,y\,max}$	35.95	$M_{y\,corr}$	8.02	N_{corr}	1135.61	2.5	1.5	8.00		
RDC + 1ier	**45x45**	N_{max}	1622.93	$M_{x\,corr}$	3.32	$M_{y\,corr}$	5.65	2.3	1.3	7.2	18.23	**12HA14 = 18.47**
		N_{min}	38.74	$M_{x\,corr}$	4.22	$M_{y\,corr}$	14.07	2.3	1.3	7.2		
		$M_{x,y\,max}$	39.87	$M_{y\,corr}$	10.40	N_{corr}	963.66	2.3	1.3	7.2		
2éme + 3émme	**40x40**	N_{max}	1016.94	$M_{x\,corr}$	0.21	$M_{y\,corr}$	3.05	2.0	1.2	6.4	14.40	**4HA14+ 8HA12 = 15.21**
		N_{min}	397.55	$M_{x\,corr}$	10.13	$M_{y\,corr}$	9.42	2.0	1.2	6.4		
		$M_{x,y\,max}$	30.03	$M_{y\,corr}$	6.57	N_{corr}	604.41	2.0	1.2	6.4		
4éme + 5émme	**35x35**	N_{max}	471.99	$M_{x\,corr}$	2.30	$M_{y\,corr}$	0.08	1.8	1.1	5.8	11.03	**8HA14 = 12.32**
		N_{min}	180.43	$M_{x\,corr}$	8.41	$M_{y\,corr}$	7.85	1.8	1.1	5.8		
		$M_{x,y\,max}$	24.48	$M_{y\,corr}$	4.97	N_{corr}	286.66	1.8	1.1	5.8		

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.10 *Vérification des contraintes à l'ELS.*

Etage	*Section*	*Sollicitations*						*Type de fissuration*	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_i}$
Sous-sol	**50x50**	N_{max}	1398.47	$M_{x\,corr}$	1.16	$M_{y\,corr}$	1.46	Préjudiciable	4.56	15	201.63	CV
		N_{min}	831.81	$M_{x\,corr}$	5.87	$M_{y\,corr}$	29.05	Préjudiciable	3.77	15	201.63	CV
		$M_{x\,max}$	40.77	$M_{y\,corr}$	0.16	N_{corr}	1.52	Préjudiciable	0.19	15	201.63	CV
RDC + 1ier	**45x45**	N_{max}	1187.37	$M_{x\,corr}$	2.40	$M_{y\,corr}$	4.08	Préjudiciable	5.07	15	201.63	CV
		N_{min}	701.86	$M_{x\,corr}$	7.60	$M_{y\,corr}$	29.05	Préjudiciable	4.62	15	201.63	CV
		$M_{x\,max}$	28.40	$M_{y\,corr}$	3.11	N_{corr}	10.30	Préjudiciable	1.04	15	201.63	CV
2éme + 3éme	**40x40**	N_{max}	744.18	$M_{x\,corr}$	0.16	$M_{y\,corr}$	2.22	Préjudiciable	3.93	15	201.63	CV
		N_{min}	444.82	$M_{x\,corr}$	4.79	$M_{y\,corr}$	21.83	Préjudiciable	4.12	15	201.63	CV
		$M_{x\,max}$	291.97	$M_{y\,corr}$	7.43	N_{corr}	6.89	Préjudiciable	2.46	15	201.63	CV
4éme + 5émme	**35x35**	N_{max}	345.74	$M_{x\,corr}$	1.67	$M_{y\,corr}$	0.06	Préjudiciable	2.44	15	200.63	CV
		N_{min}	97.63	$M_{x\,corr}$	1.18	$M_{y\,corr}$	3.53	Préjudiciable	3.85	15	201.63	CV
		$M_{x\,max}$	17.85	$M_{y\,corr}$	3.84	N_{corr}	245.89	Préjudiciable	2.13	15	201.63	CV

V.3.2. Armatures transversales :

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

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

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

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{t b_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{t b_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t b_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V.11 *La section d'armatures transversales des poteaux.*

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Sous-sol	50x50	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$
RDC + 1^{ier}	45x45	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$
$2^{éme}$ + $3^{éme}$	40x40	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$
$4^{éme}$ + $5^{éme}$	35x35	Nodale	10	$4\emptyset8 = 2.01$
		Courante	15	$4\emptyset8 = 2.01$

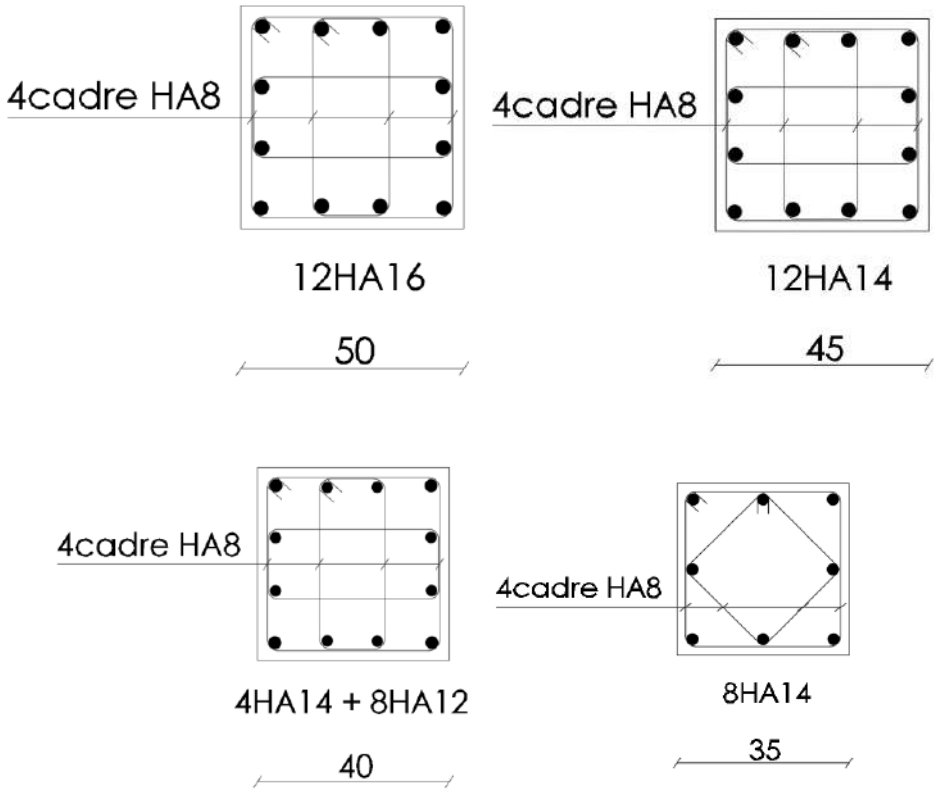


Figure V.3 *Dessin de ferraillage des Poteaux.*

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 contraintes.

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 flexion simple.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales :

Exposé de la méthode des contraintes :

$$\sigma_t = \frac{N}{a * L} - 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a * L} + 6\frac{M}{a * L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1| * L}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1| * L_t}{2} * a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_t$ 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.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * B_t} \leq 0.5\% \qquad \Rightarrow \qquad A_v \geq 0.1\% B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

Tableau V.12 *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).*

Voile(Y)	*Niveau*	N_{acc} (kN)	M_{acc} $(kN.m)$	*Combinaison*	*Cas*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	$A_{v\,t}$ *(cm²)*
Voile 1 *L= 4.95(m)*	*S-Sol +RDC*	-1361.96	3411.10	***0.8G - E_Y***	S.P.T	-4.44	2.24	3.29	1826.80	45.67
	1ier	-992.19	3176.71	***0.8G - E_Y***	S.P.T	-3.91	2.31	3.11	1522.65	38.07
	2éme	-633.17	2680.42	***0.8G - E_Y***	S.P.T	-3.14	2.11	2.96	1159.68	28.99
	3éme	-281.33	1919.43	***0.8G - E_Y***	S.P.T	-2.11	1.65	2.77	730.82	18.27
	4éme	-52.21	1248.54	***0.8G - E_Y***	S.P.T	-1.27	1.18	2.56	404.90	10.12
	5éme	67.16	570.04	***0.8G - E_Y***	S.P.C	-0.50	0.61	2.23	140.79	3.52
Voile 2 *L= 3.35(m)*	*S-Sol +RDC*	-637.46	2208.43	***0.8G - E_Y***	S.P.T	-5.48	3.96	1.94	1333.26	33.33
	1ier	-351.18	1555.15	***0.8G - E_Y***	S.P.T	-3.75	2.91	1.89	883.00	22.07
	2éme	-148.23	1221.60	***0.8G - E_Y***	S.P.T	-2.79	2.44	1.79	623.61	15.59
	3éme	41.01	838.77	***0.8G - E_Y***	S.P.C	-1.74	1.84	1.63	355.34	8.88
	4éme	138.75	522.61	***0.8G - E_Y***	S.P.C	-0.95	1.28	1.43	169.77	4.24
	5éme	126.51	175.50	***0.8G - E_Y***	S.P.C	-0.22	0.53	1.00	28.06	0.70

Tableau V.13 *La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).*

Voile(Y)	*Niveau*	L_t *(m)*	$A_{v\,t}$ *(cm²)*	$A_{t\,min}$ *(cm²)*	$A_{c\,min}$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
Voile 1 *L= 4.95(m)*	*S-Sol +RDC*	3.29	45.67	16.45	/	15	2x 23HA12=52.02	/	2x 34HA12=76.91
	1ier	2.96	38.07	15.56	/	15	2x 23HA12=52.02	/	2x 34HA12=76.91
	2éme	2.96	28.99	14.79	/	15	2x 23HA10=36.16	/	2x 34HA10=53.41
	3éme	2.77	18.27	13.87	/	15	2x 23HA8=23.12	/	2x 34HA8=34.18
	4éme	2.56	10.12	12.80	/	15	2x 23HA8=23.12	/	2x 34HA8=34.18
	5éme	2.23	3.52	11.17	1.21	15	2x 23HA8=23.12	2HA8	2x 34HA8=34.18
Voile 2 *L= 3.35(m)*	*S-Sol +RDC*	1.94	33.33	9.72	/	15	2x 14HA14=43.10	/	2x 23HA14=70.81
	1ier	1.89	22.07	9.43	/	15	2x 14HA12=31.67	/	2x 23HA12=52.02
	2éme	1.79	15.59	8.94	/	15	2x 14HA10=21.99	/	2x 23HA10=36.16
	3éme	1.63	8.88	8.15	0.23	15	2x 14HA8=14.08	2HA8	2x 23HA8=23.12
	4éme	1.43	4.24	7.13	1.24	15	2x 14HA8=14.08	2HA8	2x 23HA8=23.12
	5éme	1.00	0.70	5.00	3.37	15	2x 14HA8=14.08	4HA8	2x 23HA8=23.12

Tableau V.14 *La section calculée d'armatures verticales des voiles (Suivant X).*

Voile(X)	*Niveau*	N_{acc} (kN)	M_{acc} $(kN.m)$	*Combinaison*	*Cas*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	$A_{v\,t}$ *(cm²)*
Voile 1 *L= 4.95(m)*	*S-Sol +RDC*	-1435.21	-3143.22	$0.8G - E_X$	S.P.T	1.92	-4.24	3.41	1805.26	45.13
	1ier	-904.09	-2910.43	$0.8G - E_X$	S.P.T	2.12	-3.58	3.11	1391.92	34.80
	2éme	-532.79	-2318.27	$0.8G - E_X$	S.P.T	1.84	-2.70	2.94	994.16	24.85
	3éme	-188.65	-1627.98	$0.8G - E_X$	S.P.T	1.44	-1.75	2.71	592.16	14.80
	4éme	15.39	-997.79	$0.8G - E_X$	S.P.C	0.99	-0.96	2.44	294.71	7.37
	5éme	93.51	-400.16	$0.8G - E_X$	S.P.C	0.47	-0.32	2.00	79.01	1.98
Voile 2 *L= 4.5(m)*	*S-Sol +RDC*	-1927.54	-6435.85	$0.8G - E_X$	S.P.T	5.91	-9.34	2.76	3217.30	80.43
	1ier	-1232.30	-4419.80	$0.8G - E_X$	S.P.T	4.14	-6.33	2.72	2153.84	53.85
	2éme	-748.08	-3213.94	$0.8G - E_X$	S.P.T	3.14	-4.47	2.64	1478.00	36.95
	3éme	-320.82	-1946.41	$0.8G - E_X$	S.P.T	2.02	-2.59	2.53	819.13	20.48
	4éme	-51.15	-1103.97	$0.8G - E_X$	S.P.T	1.26	-1.35	2.33	394.01	9.85
	5éme	67.80	-428.64	$0.8G - E_X$	S.P.C	0.57	-0.45	1.98	110.99	2.77

Tableau V.15 *La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).*

Voile(X)	*Niveau*	L_t *(m)*	$A_{v\,t}$ *(cm²)*	$A_{t\,min}$ *(cm²)*	$A_{c\,min}$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
Voile 1 *L= 4.95(m)*	*S-Sol +RDC*	3.41	45.13	17.04	/	15	2x 23HA12=52.02	/	2x 34HA12=76.91
	1ier	3.11	34.80	15.55	/	15	2x 23HA10=36.13	/	2x 34HA10=53.41
	2éme	2.94	24.85	14.72	/	15	2x 23HA10=36.16	/	2x 34HA10=53.41
	3éme	2.71	14.80	13.56	/	15	2x 23HA8=23.12	/	2x 34HA8=34.18
	4éme	2.44	7.37	12.22	0.16	15	2x 23HA8=23.12	2HA8	2x 34HA8=34.18
	5éme	2.00	1.98	9.99	2.37	15	2x 23HA8=23.12	4HA8	2x 34HA8=34.18
Voile 2 *L= 4.5(m)*	*S-Sol +RDC*	2.76	80.43	13.78	/	10	2x 28HA14=86.21	/	2x 45HA14=138.54
	1ier	2.72	53.85	13.60	/	10	2x 28HA12=63.33	/	2x 45HA12=101.79
	2éme	2.64	36.95	13.21	/	10	2x 28HA10=43.98	/	2x 45HA10=70.69
	3éme	2.53	20.48	12.64	/	10	2x 28HA8=28.15	/	2x 45HA8=45.24
	4éme	2.33	9.85	11.64	/	10	2x 28HA8=28.15	/	2x 45HA8=45.24
	5éme	1.98	2.77	9.92	1.33	10	2x 28HA8=28.15	2HA8	2x 45HA8=45.24

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton $(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b})$.

Tableau V.16 *Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).*

Voile(Y)	*Etage*	N_{ser} (MPa)	M_{ser} *(cm)*	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	*Vérification*
Voile 1 L= 4.95(m)	*S-sol + RDC*	1271.01	197.59	1.22	15	CV
	1ier	1055.2	129.54	0.98	15	CV
	2éme	880.64	102.48	0.81	15	CV
	3éme	658.82	68.18	0.6	15	CV
	4éme	453.43	54.13	0.42	15	CV
	5éme	225.61	40.78	0.22	15	CV
Voile 2 L= 3.35(m)	*S-sol + RDC*	1443.61	-321.23	2.41	15	CV
	1ier	1185.25	-70.81	1.57	15	CV
	2éme	988.95	-34.11	1.25	15	CV
	3éme	736.03	-14.46	0.91	15	CV
	4éme	507.85	-18.82	0.65	15	CV
	5éme	507.85	-27.12	19.97	15	CV

Tableau V.17 *Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).*

Voile (X)	*Etage*	N_{ser} (MPa)	M_{ser} *(cm)*	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	*Vérification*
Voile 1 L= 4.95(m)	*S-sol + RDC*	1332.53	259.45	1.33	15	CV
	1ier	1139.46	195.56	1.11	15	CV
	2éme	961.87	225.09	1	15	CV
	3éme	724.5	187.16	0.77	15	CV
	4éme	500.1	170.83	0.57	15	CV
	5éme	238.73	-27.12	0.32	15	CV
Voile 2 L= 4.5(m)	*S-sol + RDC*	1324.92	277.31	1.51	15	CV
	1ier	1160.24	-30.2	1.07	15	CV
	2éme	997.93	-28.03	0.92	15	CV
	3éme	763.13	-144.73	0.85	15	CV
	4éme	544.53	-151.62	0.66	15	CV
	5éme	243.78	125.98	0.46	15	CV

V.4.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ACC :

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

Tableau V.18 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant Y).*

Voile(Y)	*Etage*	*d (cm)*	b_0 *(cm)*	T (MPa)	τ (MPa)	*Type de fissuration*	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile 1 L= 4.95(m)	*S-sol + RDC*	495	25	-847.98	1.07	*préjudiciable*	5	CV
	1ier			-987	1.24	*préjudiciable*	5	CV
	2éme			914.49	1.15	*préjudiciable*	5	CV
	3éme			745.5	0.9	*préjudiciable*	5	CV
	4éme			545.2	0.65	*préjudiciable*	5	CV
	5éme			298.4	0.35	*préjudiciable*	5	CV
Voile 2 L= 3.35(m)	*S-sol + RDC*	335	25	-734.94	1.37	*préjudiciable*	5	CV
	1ier			-563.62	1.05	*préjudiciable*	5	CV
	2éme			-485.42	0.9	*préjudiciable*	5	CV
	3éme			-372.54	0.7	*préjudiciable*	5	CV
	4éme			-263.96	0.49	*préjudiciable*	5	CV
	5éme			-90.29	0.17	*préjudiciable*	5	CV

Tableau V.19 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles (Suivant X).*

Voile(X)	*Etage*	*d (cm)*	b_0 *(cm)*	T (MPa)	τ (MPa)	*Type de fissuration*	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Voile 1 L= 4.95(m)	*S-sol + RDC*	495	25	-909.97	1.17	*préjudiciable*	5	CV
	1ier			-961.24	1.24	*préjudiciable*	5	CV
	2éme			-831.52	1.07	*préjudiciable*	5	CV
	3éme			-653.28	0.84	*préjudiciable*	5	CV
	4éme			-450.89	0.58	*préjudiciable*	5	CV
	5éme			-198.09	0.26	*préjudiciable*	5	CV
Voile 2 L= 4.5(m)	*S-sol + RDC*	450	25	-1909.21	2.64	*préjudiciable*	5	CV
	1ier			-1490.23	2.07	*préjudiciable*	5	CV
	2éme			-1280.99	1.78	*préjudiciable*	5	CV
	3éme			-950.41	1.32	*préjudiciable*	5	CV
	4éme			-687.17	0.95	*préjudiciable*	5	CV
	5éme			-275	0.38	*préjudiciable*	5	CV

V.4.1.4. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

$$S_t = \frac{0.9 * A_t * \frac{f_e}{\gamma_s}}{a * \left(\tau_u - (0.3 * f_{t28} * K)\right)} \quad , \quad K = 1 + \left(3 * \frac{N_u}{B * f_{t28}}\right)$$

a) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales.

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales.

$$S_h \leq Min[0.9d; 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4 * a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9 f_e}{\gamma_s a \tau_b}$$

b) Selon le RPA2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h = \frac{A_h h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq Min[1.5a\,; 30cm]$$

Tableau V.20 *La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).*

Voile	*S (cm²)*	$h_e(cm)$	$\tau(MPa)$	$N_u(kN)$	*k*	$\emptyset_h(mm^2)$	$S_{t\,ch}(cm)$	$A_{h\,ch}(cm^2)$
Voile 1	495x25	284	1.07	-1361.96	0.86	14	10	2x(29HA14)
Voile 2	335x25	284	1.37	-637.46	0.90	12	15	2x(20HA12)

Tableau V.21 *La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).*

Voile	*S (cm²)*	$h_e(cm)$	$\tau(MPa)$	$N_u(kN)$	*k*	$\emptyset_h(cm^2)$	$S_{t\,ch}(cm)$	$A_{h\,ch}(cm^2)$
Voile 1	495x25	284	1.17	-1435.21	0.86	14	10	2x 29HA14
Voile 2	450x25	284	2.64	-1927.54	0.79	12	15	2x 20HA12

V.4.1.5. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) 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

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile **(RPA Art 7.7.4.3).**

Autre recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $40\emptyset_{max}$ en zone III.

$$A_{tr} = 0.01\% \times L \times h_e$$

Tableau V.22 *La section d'armatures transversales des voiles (Suivant Y).*

Voile	*L(cm)*	*h_e(cm)*	A_{tr}	$\emptyset_{tr}(mm^2)$	*Nb épingles*	$A_{tr\ ch}(cm^2)$
Voile 1	495	284	14.06	8	56	56HA8=28.15
Voile 2	335	284	9.51	8	38	38HA8=19.10

Tableau V.23 *La section d'armatures transversales des voiles (Suivant X).*

Voile	*L(cm)*	*h_e(cm)*	A_{tr}	$\emptyset_{tr}(mm^2)$	*Nb épingles*	$A_{tr\ ch}(cm^2)$
Voile 1	495	284	14.06	8	56	56HA8=28.15
Voile 2	450	284	12.78	8	51	51HA8=25.64

V.4.2. Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ Flexion simple

$\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$ Traction / compression

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

Tableau V.24 *Choix de la méthode de calcul de linteaux.*

Niveau	$L_{(m)}$	$h_{(m)}$	$V_{(KN)}$	M (kN. m)	τ (MPa)	$0,06 f_{c28}$	$\tau \leq 0.06 f_{c28}$	*Choix de la méthode*
5éme	1,20	0.74	106.14	63.66	0.89	1,50	OUI	Flexion simple
		1,64	324.63	191.40	1.23		OUI	Flexion simple
4éme		1,64	460.63	280.64	1.75		NON	Traction/Compression
3éme		1,64	602.03	361.26	2.28		NON	Traction/Compression
2éme		1,64	711.58	434.34	2.70		NON	Traction/Compression
1ier		1,64	751.20	447.64	2.85		NON	Traction/Compression
RDC		0.9	353.01	204.87	2.44		NON	Traction/Compression

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.

a) Aciers longitudinaux :

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

b) Aciers transversaux :

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 :

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

$Z = h - 2d'$

$\overline{V} = 1.4V_u$

Linteau court :

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

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

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

Avec M_{ci} etM_{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 ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

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_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales

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

b) Armatures transversales

$$\text{Pour} : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$
$$\text{Pour} : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

c) Armatures de peau

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

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Tableau V.25 *La section d'armatures des linteaux.*

Niveau	*Armatures longitudinales*			*Armatures transversales*				
	Z (m)	A_l (cm²)	$A_{l\,ch}$ (cm²)	λ	S_t (cm)	L (m)	A_t (cm²)	$A_{t\,ch}$ (cm²)
$5^{éme}$	0.69	3.23	2x2HA12=4.52	1,62	15	1,20	1.58	2HA12=2.26
	1.59	4.21	2x2HA12=4.52	0,73	15	1,20	1.58	2HA12=2.26
$4^{éme}$	1.59	6.15	2x2HA14=6,16	0,73	15	1,20	0.94	2HA8=1,01
$3^{éme}$	1.59	6.15	2x2HA14=6,16	0,73	15	1,20	0.94	2HA8=1,01
$2^{éme}$	1.59	6.15	2x2HA14=6,16	0,73	15	1,20	0.94	2HA8=1,01
1^{ier}	1.59	6.15	2x2HA14=6,16	0,73	15	1,20	0.94	2HA8=1,01
RDC	0.85	3.38	2x2HA12=4,52	1.33	15	1,20	0.94	2HA8=1,01

Tableau V.26 *La section calculée d'armatures des linteaux.*

Niveau	*V (kN)*	$A_D(cm^2)$	$A_l\,, A_l'(cm^2)$	$A_t(cm^2)$
$5^{éme}$	106.14	/	2x2HA12=4.52	2HA12=2.26
	324.63	/	2x2HA12=4.52	2HA12=2.26
$4^{éme}$	460.63	2x4HA14=12.32	2x2HA14=6,16	2HA8=1,01
$3^{éme}$	602.03	2x4HA12=9.05	2x2HA14=6,16	2HA8=1,01
$2^{éme}$	711.58	2x4HA14=12,32	2x2HA14=6,16	2HA8=1,01
1^{ier}	751.20	2x4HA14=12,32	2x2HA14=6,16	2HA8=1,01

CHAPITRE VI :

CALCUL

DES FONDATIONS

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. CRACTERISTIQUES 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 « Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre « L.H.C.C ».

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

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.9\ bar$$

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 exige de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2\,m$$

Vue qu'on a deux niveaux sous-sols, l'ancrage exigé par le rapport géotechnique est atteint donc, on va poser nos fondations avec un ancrage de 0.80m sous le niveau de sous-sol (-6.00 m) donc : D= 6.80 m.

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_s = 19\,kN/m^3 \quad , \quad \varphi = 21° \quad , \quad C = 0.97\,bar$$

Pour ne pas perdre la sauce 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 (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 bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1 Semelle isolée sous poteau :

Méthode de calcul :

a) Répartition trapézoïdales :

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

$$\sigma_1 = \frac{N}{A*B}\left(1 - \frac{6e_{0b}}{B}\right) \quad , \quad \sigma_2 = \frac{N}{A*B}\left(1 + \frac{6e_{0b}}{B}\right)$$

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

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

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

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

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

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

Remarque :

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

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

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

La hauteur « h » égale : $h = d + c$

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 :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.9bar = 0.19MPa \quad , \quad a = b = 50cm \quad , \quad c = 3cm$$

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

Direction	***Semelle***	$N(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$A(m)$	$B(m)$	$A_{ch}(m)$	$B_{ch}(m)$	***d(cm)***	***h(cm)***
Suivant X	***Semelle 1***	1398.47	-1.17	1.46	2.71	2.71	3.00	3.00	66	65
	Semelle 2	856.08	3.25	-12.90	2.12	2.12	2.4	2.4	51	50
	Semelle 3	501.38	0.21	-0.92	1.62	1.62	2	2	41	40
Suivant Y	***Semelle 1***	1398.47	-1.17	1.46	2.71	2.71	3.00	3.00	66	65
	Semelle 2	856.08	3.25	-12.90	2.12	2.12	2.4	2.4	54	50
	Semelle 3	501.38	0.21	-0.92	1.62	1.62	2	2	41	40

Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

a) Suivant X :

$$l \geq \frac{1.5}{2}(B + B')$$

On a : $l = 3.30\ m \quad \Rightarrow \quad \frac{1.5}{2}(2.40 + 2.40) = 3.6\ m$

$$l = 3.30 \leq 3.60$$

b) Suivant y :

$$l \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$$

On a : $l = 2.90\ m \quad \Rightarrow \quad \frac{1.5}{2}(2.40 + 2.40) = 3.60\ m$

$$l = 2.90 \leq 3.60$$

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant les deux directions, ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

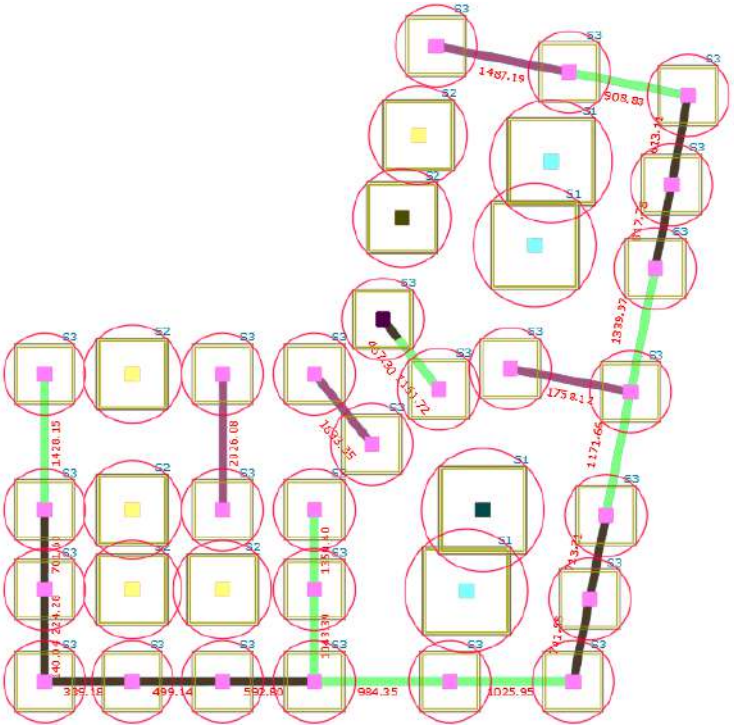


Figure VI.1. *Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles isolées*

VI.4.2. Calcul des Semelle filante :

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.

Les calculs de dimensionnement et de détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle, et longitudinalement pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

a) Transversalement :

Transversalement 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 si la répartition de la contrainte du sol est trapézoïdale ou triangulaire, puis on détermine la largeur B de la semelle.

On déterminera ensuite la hauteur utile « d » et la hauteur totale « h » de la semelle.

b) Longitudinalement :

Les efforts pris en considération se limitent aux efforts normaux N_i, les moments n'aurait aucun effet à cause de la grande rigidité de la poutre de libage.

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles filantes :

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

Direction	*Semelle*	*L(m)*	$B_{calculé}$	$B_{choisie}$	$h_{calculé}$	$h_{choisie}$	$\sum N$	σ_{cal}	σ_{sol}	Vérification $\sigma_{cal} < \sigma_{sol}$
Suivant Y	*Filante 1*	*13.20*	*1.32*	*2.00*	*40.5*	*40*	*802.45*	*1.65*	*1.9*	**C.V**
	Filante 2	*13.20*	*1.00*	*2.00*	*40.5*	*40*	*2230.28*	*1.20*	*1.9*	**C.V**
	Filante 3	*13.20*	*1.41*	*2.00*	*40.5*	*40*	*1511.69*	*1.73*	*1.9*	**C.V**
	Filante 4	*12.70*	*1.41*	*2.00*	*40.5*	*40*	*1229.09*	*1.72*	*1.9*	**C.V**
	Filante 5	*24.65*	*1.21*	*2.00*	*40.5*	*40*	*5440.64*	*1.51*	*1.9*	**C.V**
	Filante 6	23.75	1.48	*2.00*	*40.5*	*40*	1276.27	1.80	*1.9*	**C.V**
	Filante 7	10.80	1.06	*2.00*	*40.5*	*40*	2032.93	1.55	*1.9*	**C.V**

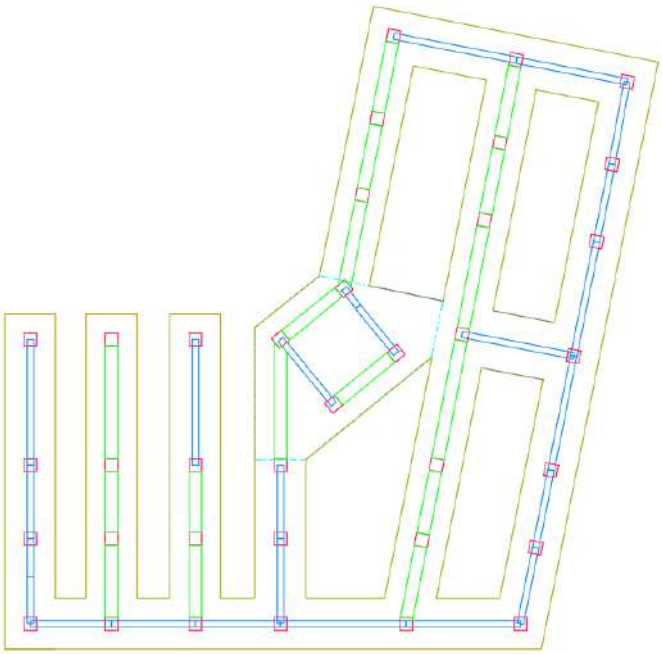


Figure VI.2. *Vérification du chevauchement sous les semelles filantes*

➢ **Dimensionnement de poutre de libage :**

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Tableau VI.3 *Dimensionnement poutre de la poutre de libage*

	***b* (m)**	***Lmax* (m)**	***$h_{p\ calculé}$* (m)**	***$h_{p\ choisie}$* (m)**
Poutre de libage Plus sollicité	0.50	5.25	0.78	0.85

VI.4.2.2. Ferraillage des semelles filantes :

- **Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :**

✓ Armatures principales :

Tableau VI.4 Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales).

Semelle	***N_u(KN)***	***A(m)***	***B (m)***	***$A_{calculée}(cm^2)$***	***$A_{choisie}(cm^2)$***	***A/ml(cm^2)***	***S_t (cm)***
Filante 6	1912.13	4.10	2.00	29.47	27 HA12=30.54	7.45	15

✓ Armature de repartions :

Tableau VI.5 Ferraillages des armatures de repartions des semelles filantes sous plusieurs poteaux

$A_{rép}$ (cm^2)	***$A_{rép\ choisie}(cm^2)$***	***S_t (cm)***
3.72	10HA12=11.31	20

- **Ferraillage des armatures longitudinal de la poutre de libage :**
  - ✓ Armature calculée en travée et en appui :

Tableau VI.6 Armature calculée en travée et en appui

L (m)	B(cm)	H(cm)	$M_{travée}$(kN)	M_{appui}(kN)	$A_{travée}$ (cm^2)	A_{appui} (cm^2)
4.10	50	85	503.17	659.25	18.70	25.00

  - ✓ Armature choisie en travée et en appui :

Tableau VI.7 Armature choisie en travée et en appui

L (m)	B(cm)	H(cm)	$A_{travée}$ (cm^2)	A_{appui} (cm^2)
4.10	50	85	5HA16+5chp16 = 20.11	5HA16+5ch20 = 25.76

- **Vérification des contraintes à L'ELS de la poutre de libage :**

Tableau VI.8 *Vérification des contraintes à L'ELS de la poutre de libage*

$M_{travée}$ (kN)	M_{appui} (kN)	Travée			Appui			$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	vérification
		σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s			
365.95	479.45	8.6	201.6	111.6	11.10	201.6	147.9	15	201.63	OUI

- **Vérification des contraintes de cisaillement de la poutre de libage :**

Tableau VI.9 *Vérification des contraintes de cisaillement de la poutre de libage*

Tu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau < \bar{\tau}$(MPa)	ZN	ZC	$A_{choisie}$ (cm^2)
957.33	2.34	2.50	OUI	10	15	6HA8=3.02

- **Vérification de la flèche de la poutre de libage à L'ELS :**

Tableau VI.10 *Vérification de la flèche de la poutre de libage à L'ELS*

Section	$M_{travée}$	F_t	F_{adm}	***vérification***
50x85	365.95	1.1	8.2	OUI

- **Semelle filante (continue) sous un voile :**

Tableau VI.11 *Vérification l'excentricité des semelles filantes*

Semelle	N_u ***(KN/ml)***	M_u ***(KN)***	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{18}$
Filante - 4	557.94	38.04	6.81	33.33	Vérifiée	11.11	Vérifiée

Donc le calcul se fait par la méthode des moments pour la semelle (**Filante -4**).

Tableau VI.12 *Ferraillages des semelles filantes sous un voile.*

Semelle	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t ***(cm)***
Filante - 4	10.34	10HA12= 11.31	10

Tableau VI.13 *Ferraillages des semelles filantes sous un voile (Armature de repartions).*

A_{rep} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t ***(cm)***
5.65	10HA12=11.31	20

VI.4.3. Calcul du Radier partiel :

Le radier partiel fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Les étapes de calcul le radier :

- Pré dimensionnement du radier.
- Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS
- Vérification de poinçonnement à l'ELU ou ACC
- Calcul des nervures :
  - ✓ Pré dimensionnement.
  - ✓ Vérification de cisaillement à l'ELU
  - ✓ Ferraillage des nervures.
- Ferraillage de radier à l'ELU ou ACC

VI.4.3.1. Dimensionnement initial à l'ELS :

$h_r \geq \frac{l_{i\,max}}{20} = \frac{330}{20} = 16.5\ cm$ On adopte : $h_r = 40\ cm.$

Sb = Lx* Ly = 3.3x3.2 = 10.56 m^2

$$S \geq \frac{\sum N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} \quad \Rightarrow \quad S \geq \frac{6649.11 \times 10^3}{0.19 \times 10^6} = 26.80\ m^2$$

VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser+P_{remblai}}}{S_{ch}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{sol}}}$$

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

$P_{radier} = S_{ch} * h_r * \rho_{béton}$

On faire les vérifications dans le tableau suivant :

Tableau 0.1 *vérification de contrainte à l'ELS*

N_{SER} (KN)	P_{radier} (kN)	Ddébord (cm)	S_{ch} (m^2)	σ (bar)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bar)	Vérifications
5092.02	364.10	100	36.41	1.83	1.9	vérifier

VI.4.3.3. Vérification de poinçonnement à l'ELU :

$$N_u \leq N_{limiet} = 0.045 U_c \times h_r \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$U_c = [(a+b)+2h)] \times 2 \quad \Rightarrow \quad U_c = [(50+50)+(2\times 40)] \times 2 = 360cm$

$N_u = N_{u\,max} = 6949.56\ kN$

$$N_{limite} = 0.045 \times 3600 \times 400 \times \frac{25}{1.5} = 1080\ KN$$

$N_u = 6949.56\ kN > N_{limite} = 1080\ kN$ Condition non vérifiée

On doit prévoir des nervures dans un seul direction pour :

- Eviter le risque de poinçonnement.
- Rigidifier le radier dans les deux directions .
- Assurer une répartition uniforme des contraintes sous le radier.
- Assurer un tassement uniforme de radier.
- C'est une solution économique

VI.4.3.4 Calcul des nervures :

✓ **Pré dimensionnement** :

$$h_n \geq \frac{l_{i\,max}}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{330}{10} = 33\ cm$$

On adopte : $h_n = 85\ cm$.

✓ **Vérification de poinçonnement à l'ELU :**

$$N_u \leq N_{limiet} = 0.045 U_c \times h_r \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$U_c = [(a+b)+2h)] \times 2 \quad \Rightarrow \quad U_c = [(50+50)+(2\times 85)] \times 2 = 540cm$

$N_u = N_{u\,max} = 1243.46\ kN$

$$N_{limite} = 0.045 * 5400 * 8500 * \frac{25}{1.5} = 7051\ KN$$

$N_u = 6949.56\ kN \leq N_{limite} = 7051kN$ Condition vérifiée

✓ ***Evaluation des charges :***

$$F_u = \frac{\sum N_u + 1.35 P_{infrastructure}}{S_{ch}} = \frac{6949.56 + 1.35(1557.01)}{36.41} = 248.60 kN/m^2$$

$$F_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{infrastructure}}{S_{ch}} = \frac{1557.01 + 5092.02}{36.41} = 182.62\ kN/m^2$$

✓ *Evaluation des charges* **:**

$$\tau_{max} = \frac{|T_{max}|}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$\tau_{max} = \frac{311.90 \times 10^3}{(500 \times 850)} = 0.76MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 2.5\ MPa$$ Condition vérifiée.

✓ **Ferraillage des nervures :**

✓ **Armatures longitudinales :**

Le calcul de ferraillage des nervurer se fait comme une poutre renversée (flexion simple

Tableau 0.2 La section d'armatures longitudinales des nervures

Elément	(bxh)	***Armatures en travées***				***Armatures aux appui***			
		M_t $(kN.m)$	A_{St} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{St\ ch}$ (cm^2)	M_a $(kN.m)$	A_{Sa} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{Sa\ ch}$ (cm^2)
Nervures	50x85	206.06	7.4	21.25	5HA16 + 5ch20 = 25.76	-109.13	4.3	21.25	5HA16 + 5ch20 = 25.76

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau 0.3 *Vérification des contraintes 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)	σ_s' (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Nervures	191.04	-80.16	3.2	100.1	42.9	1	14.7	13.3	15	201.63	CV

✓ **Armatures transversales :**

Tableau 0.4 *La section d'armatures transversales des nervures*

Elément	$Tu(MPa)$	$\tau_u(MPa)$	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
Nervure			$S(ZN)$ ***(cm)***	$S'(ZC)$ ***(cm)***	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
	311.90	0.76	10	25	5HA8=2.51

VI.4.3.5. Ferraillage de radier :

Les panneaux du radier travaillent comme des dalles pleines encastrées dans les quatre côtés, chaque panneau travaille en flexion simple + effort tranchant (utilise logiciel ETAPS), le calcul se fait pour une bande de 1m (b=100cm ; h =h_{radier}).

- **Vérification de cisaillement à l'ELU :**

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$\tau_{max} = \frac{259.93 \times 10^3}{(1000 \times 370)} = 0.7\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ Condition vérifée.

- **Ferraillage du radier à l'ELU :**

$$\rho = \frac{l_{ix}}{l_{iy}} = \frac{3.2}{3.3} = 0.96$$

Tant que le rapport $0.4 \leq \rho \leq 1$ donc, la dalle travaille suivant les deux directions.

$$F_u = 248.60\ kN/m^2 \quad , \quad F_{ser} = 182.62\ kN/m^2$$

Tableau 0.5 *La section d'armatures de radie*

Direction	*Dimension*		*Armatures en travées*				*Armatures aux appuis*			
	b (cm)	e (cm)	M_t $(kN.m)$	$A_{t\,cal}$ (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	$A_{a\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)
Suivant X	100	40	97.64	7.7	7HA12 =7.92	15	-116.54	9.2	10HA12 =11.31	10
Suivant Y	100	40	49.31	4.1	7HA10 =5.50	15	-82.92	6.5	7HA12 =7.92	15

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\overline{\sigma_b} = 15MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$$

Tableau 0.6 *Vérification des contraintes à l'ELS*

Direction	*Contraintes en travées*				*Contraintes aux appuis*				$\boldsymbol{\sigma \leq \overline{\sigma}}$
	$\boldsymbol{M_t}$ $(\boldsymbol{kN.m})$	$\boldsymbol{\sigma_b}$ $(\boldsymbol{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_s}$ $(\boldsymbol{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_s{}'}$ $(\boldsymbol{MPa})$	$\boldsymbol{M_a}$ $(\boldsymbol{kN.m})$	$\boldsymbol{\sigma_b}$ $(\boldsymbol{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_s}$ $(\boldsymbol{MPa})$	$\boldsymbol{\sigma_s{}'}$ $(\boldsymbol{MPa})$	
Suivant X	71.72	4.2	201.6	42.2	-85.60	4.6	201.6	50	Vérifiée
Suivant Y	36.22	1.2	16.1	15.8	-60.91	3.9	201.6	39.8	Vérifiée

- **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :**

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$\tau_{max} = \frac{259.92 \times 10^3}{(1000 \times 370)} = 0.69\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ Condition vérifée.

VI.5. CALCUL DES LONGRINES :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment en un effort de traction l'effort normal provenant des charges et des surcharges.

VI.5.1. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm.

On adopte: (b x h) = (30 x 30) cm²

VI.5.2. Sollicitation :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Dans notre cas : **α = 12 (**zone III **;** Site S2).

VI.5.3. Ferraillage

VI.5.3.1. Armature longitudinal :

- **A L'ELU :**

Tableau 0.20 *Ferraillage longitudinal des longrines*

B ***(cm²)***	***Nu*** ***(KN)***	***F*** ***(KN)***	***A calcul*** ***(cm²)***	***A choisi*** ***(cm²)***	***A_{min} CBA*** ***(cm²)***	***A_{min} RPA*** ***(cm²)***	***Vérification***
30x30	1912.13	159.34	4.58	6HA12=6.79	4.5	5.4	Vérifier

Section minimale donnée par le RPA 99 :

$$A_r \geq 0.6\% B$$

Alors : $A_r \geq 0.6\%$ (30x30) => A_r=5.4 cm²

Condition de non fragilité :

$$B \geq \frac{A f_{t28}}{f_e}$$ Alors : A≥ (30x30)x2.1/400 => A≥4.72 cm²

On adopte : **A =6 HA 12 = 6.79 cm²**

VI.5.4. Vérification des contraint à L'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 201.63\text{MPa}$ Donc ; $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (condition vérifier).

Tableau 0.21 *Vérification de contrainte à l'ELS des longrines*

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F (KN)	A_{Adopte} (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
30x30	1398.47	116.54	6.79	171.63	201.63	vérifier

VI.5.4. Vérification des contraint de cisaillement :

Tableau0.22 *Vérification de contrainte de cisaillement*

b (cm)	h (cm)	$A_{tchoisi}$ (cm^2)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	*vérification*	*Zn*	*Zc*
30	30	3HA8=1.51	37.73	0.45	2.50	vérifier	10	15

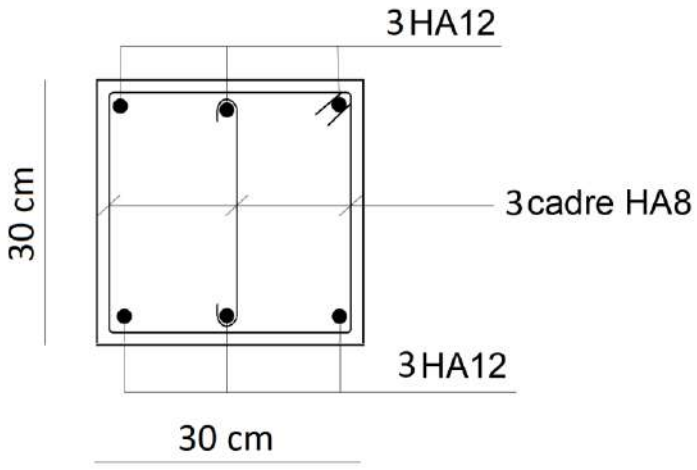


Figure VI.4. Ferraillage des longrines

VI.6. CALCUL DES VOILES PÉRIPHÉRIQUES :

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Selon le RPA2003, l'épaisseur minimale des voiles est : e ≥ 15 cm, dans notre cas on adoptera une épaisseur de 25 cm.

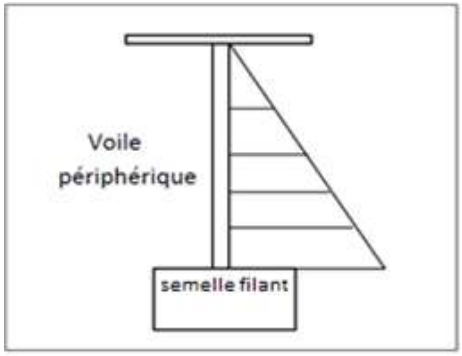


Figure VI.3 *Schéma statique du voile périphérique.*

VI.6.1 Calcul de la poussée des terres:

$$P = \rho_{remblai} * K_p * h$$

Avec :

$K_p = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$\rho_{remblai} = 35.36\ kN \quad , \quad h = 3.96\ m \quad , \quad \varphi = 21° \quad \Rightarrow \quad K_p = 0.47$

$P = 35.36 * 0.47 * 3.96 = 70.01\ kN$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, le calcul se fera par la méthode forfaitaire pour une bande de 1m.

$$P_u = 1.35 * P = 102.95\ kN \quad , \quad P_{ser} = P = 70.01 kN$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 4.95\ m$ et comme hauteur $l_x = 3.96\ m$; ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

$$\rho = \frac{l_{ix}}{l_{iy}} = \frac{3.96}{4.95} = 0.8$$

Tant que le rapport $0.4 \leq \rho \leq 1$ donc, la dalle travaille suivant les deux directions.

$$M_x = \mu_x * q * l_x^2 \quad , \quad M_y = \mu_y * M_x$$

$$M_{t\,x} = 0.85 * M_x \quad , \quad M_{t\,y} = 0.75 * M_y$$

$$M_{s\,x} = 0.3 * M_x \ , \quad M_{n\,x} = 0.5 * M_x \quad , \quad M_{e\,y} = M_{w\,y} = 0.5 * M_y$$

Tableau VI.23 *La section d'armatures du voile périphérique.*

		Armatures en travées				*Armatures aux appuis*			
	μ	M_t $(kN.m)$	$A_{t\,cal}$ (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	$A_{a\,ch}$ (cm^2)	S_t (cm)
Suivant X	0.056	67.50	9.3	10HA12= 11.31	10	39.71	5.3	7HA10 = 5.50	15
Suivant Y	0.604	48.70	6.6	7HA12= 7.92	15	28.65	3.8	7HA10 = 5.50	15

VI.6.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\overline{\sigma_b} = 15\ MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa$$

Tableau VI.24 *Vérification des contraintes à l'ELS.*

		Contraintes en travées					*Contraintes aux appuis*				
	μ	M_t $(kN.m)$	A_{ch} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
Suivant X	0.056	50.00	11.31	6.60	201.6	Vérifiée	29.41	5.50	4.9	201.6	Vérifiée
Suivant Y	0.604	36.08	7.92	5.50	201.6	Vérifiée	21.22	5.50	1.8	201.6	Vérifiée

VI.6.3 Vérification au cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$T_{max} = \frac{P_u * l_x * l_y}{(2 * l_y) + l_x}$$

$$\tau_{max} = \frac{145.60 * 10^3}{(1000 * 220)} = 0.66\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ Condition vérifée.

CONCLUSION GENERALE

La réalisation de ce projet de fin d'étude nous a permis de faire les constats suivants pour calculer d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de calcul,
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des recommandations réglementaires RPA99 V 2003, CBA 93, BAEL 91 …ect,
- La reconnaissance du sol, ou va être implanté l'ouvrage, est essentiel pour connaitre la nature du sol d'assise de l'ouvrage, et le type de fondation,
- Le choix de type de fondation de la structure dépend la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure,

Tous cela nous permettent de trouver le dimensionnement adéquat de la structure du bâtiment tout en respectant les facteurs économiques ainsi que les besoins de stabilité et de sécurité.

Référence bibliographique

1) Règle parasismique Algérien. **RPA99/VERSION 2003**.

2) Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. **CBA93**.

3) Charges permanentes et surcharges d'exploitations / **D.T.R-B.C.2.2**.

4) Cours du béton armé.

5) Thèses traitées des années précédentes.

Logiciel :

SAP2000 v20 ;
ROBOT EXPERT 2010 ;
AUTOCAD 2019 ;
ETAPS v17 ;