REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «YAHIA FARES» MEDEA



Faculté des Sciences et de la technologie
Département de Génie de la Matière

Filière : Génie Civil

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention DU DIPLOME
MASTER EN GENIE CIVIL
Option : structures

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE (HABITATION ET COMMERCE) CONTENANT UN SOUS-SOL+RDC+7 ETAGES

Sous la direction de :
M. KHELLADI

Présenté par :
HIBA BENIMAM & IKRAM MESSILI

Jury :

Président : Dr. DEBEIB

Examinateur : Dr. BOUKENDAKDJI

Rapporteur : KHELLADI

année universitaire 2012 - 2013

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tout d'abord le grand Dieu de nous avoir réaliser ce vœu tant désiré et attendu

En préambule à ce mémoire, nous souhaitons adresser nos remerciements aux personnes suivantes.

Nous tenons à remercier sincèrement Monsieur ***Khelladi,*** *qui, en tant que directeur de recherche, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi que pour le temps qu'il a bien voulu nous consacrer et sans qui, ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.*

Mes remerciements s'adressent également, à Monsieur ***Bachene*** *,Monsieur* ***Boukendakdji*** *et Monsieur* ***Debieb*** *, pour leur générosité et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles, ainsi qu'à tout le personnel du département de génie de la matière qui a très gentiment collaboré de prés ou de prou dans la réalisation de cette tâche.*

Nous exprimons notre gratitude à tous les personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce modeste travail et à la réussite de cette formidable formation.

Nous n'oublions pas nos parents et nos familles pour leur contribution, leur soutien et leur patience. Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours soutenus et encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

A la fin de ma formation, je tiens à dédier ce modeste travail :

Aux prunelles de mes yeux : Mes chers parents.

A mes chères sœurs :Lamia , Imane , Lila , Asmaa , Sarah et Djalila

A toute ma famille.

A ma binôme Ikram

A mes chers amies Asmaa, Soumia , Amira, Mounira et Madina

A tous mes collègues de ma promotion.

A tous mes amis sans exception.

Hiba ;)

Dédicaces

A mes parents :

Pour la patience et l'encouragement qu'ils m'ont montrés.

Eux qui m'ont consacré leur vie pour m'assurer l'amour et le bonheur dont j'ai bénéficié.

Très chers parents, je ne vous remercierai jamais assez pour vos actes, continuez à me guider par vos prières.

Mes frères :Adlan et Achraf.

Mes sœurs :Yasmine,Naciba,Ibtihal , Aziza, Sarah .

Et tous mes amies, en particulier : Hiba ,Soumia , Amira , Karima, Selma, Mounira et Ghaytha.

A tous mes collègues de ma promotion.

Ikram

RESUME , ABSTRACT, ملخص

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال تجاري و سكني من الخرسانة المسلحة مكونة من(**تحت أرضي +طابق أرضي +سبعةطوابق**) .و المقرر بناءها في الشراشرية بولاية المدية. **و المصفة ضمن** المنطقة ذات القوة الزلزالية المتوسطة(**المنطقة 2ب**)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +**الجدران المسلحة** . قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر : القواعد الجزائرية المضادة للزلازل**RPA99 version2003** ;**قانون الخرسانة المسلحة CBA93**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال**(ROBOT 2010)**

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bloc (sous-sol + RDC + sept étages) en béton armé à usage d'habitation et locaux de commerces dans le cadre de la construction de 256 logements à CHRACHRIA wilaya de MEDEA , région classée dans une zone de sismicité moyenne (zone II_b).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles. Le dimensionnement et le calcule de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur **RPA 99 version 2003**,et le document technique **CBA93**.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennement le logiciel **(ROBOT 2010)**

ABSTRACT

This Project assimilate in a study of a block (Under ground + GF + seven floors) reinforced concrete .Made for trade and residential use as part of construction of 256 housing CHRACHRIA wilaya of MEDEA , an area classified as medium seismic zone (zone II_b).

The structural strength to vertical and horizontal loads is provided by a gantry system braced by sails. The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all elements were resistant in accordance to the current Algerian Regulation **RPA version 2003**, and technical document **CBA93.**

The seismic survey was conducted by following the numerical method based on the finite element method through the software **(ROBOT 2010)**

Sommaire

INTRODUCTION GÉNERALE
CHAPITRE I: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.GENERALITE .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.1. DESTINATION .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.2.CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE .....**Erreur ! Signet non défini.**

I .2.1.Localisation .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.2.2.Caractéristiques géométriques .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.CONCEPTION DE LA STRUCTURE DU BATIMENT .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.1. Système de contreventement .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.2.Plancher .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.3.Maçonnerie .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.4.Revêtement .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.5.Escaliers .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.6.Local d'ascenseur .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.7.Acrotère .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.8. infrastructure.....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.1.Béton .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.2. Béton armé .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.3.Acier .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.5.PRINCIPE DE CALCUL DU CBA 93 .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.5.1. E.L.U de résistance .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.5.2. A l'E.L.S .....**Erreur ! Signet non défini.**

CONCLUSION .....**Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

II.PREDIMENSIONNEMENT .....**Erreur ! Signet non défini.**

II.1.INTRODUCTION .....**Erreur ! Signet non défini.**

II.2.PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....**Erreur ! Signet non défini.**

II.2.1. Plancher à corps creux .....**Erreur ! Signet non défini.**

II.2.2. Dalle pleine .....**Erreur ! Signet non défini.**

II.3.PERDIMENSIONNEMENT DES POUTRES .....**Erreur ! Signet non défini.**

II.4. EVALUATION DES CHARGES ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1.Charges permanentes (G) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.2. Surcharges d'exploitations (Q) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.1. Détermination des charges et surcharges agissant sur le poteau .... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.2.Dégression des charges (Q) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.3.Effort normal ultime de résistance ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.4.Le choix de la section du poteau ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.5. Vérification selon le RPA99 version 2003 ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.6. Vérification aux zones nodales ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.6.PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES ..... **Erreur ! Signet non défini.**
CONCLUSION ..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENT SECONDAIRES

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.INTRODUCTION ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.CALCULE DE L'ACROTERE ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.1.Calcul des efforts ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.Calcul du ferraillage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.ETUDE DU PLANCHER ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.1. Plancher corps creux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.1.a. Etude des poutrelles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.1.b .Calcul du ferraillage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.1.c. Calcul de la dalle de compression ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2. Les dalles pleines ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2.a. Définition ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2.b. Méthode de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2.c. Principe de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2.d. Evaluation des sollicitations ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2.e. Calcul du ferraillage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3.Etude de la dalle machine ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3.a. Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3.b. Prédimensionnement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3.c. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitations . **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.3.d. Détermination des charges de la dalle ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3.e. Calcul des sollicitations ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3.f. Calcul du ferraillage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.ESCALIER ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.1.Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.2.Prédimentionnement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3.Evaluation des charges et surcharges ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3.1.Charges permanentes ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3.2.Charges d'exploitations ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3.3.Combinaison des charges ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3.4.Les sollicitations ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.3.5.Calcul du ferraillage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.4.La poutre palière ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.4.1. Pré-dimensionnement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.4.2.détermination des charges ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.4.3.Calcul des sollicitations ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.4.4.Calcul du ferraillage ..... **Erreur ! Signet non défini.**
CONCLUSION ..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE IV : ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.1.INTRODUCTION 90
IV.2.OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE 90
IV.3 PRESENTATION DE LOGICIEL « ROBOTBAT2010 » 90
IV.4.CHOIX DE LA METHODE DE CALCULE 90
IV.4.1.Méthode dynamique modale spectrale ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE ET MASSIQUE DE LA STRUCTURE ... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.1. Centre de masse ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.2. Centre de torsion ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.3. Excentricités ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.ETUDE DE LA STRUCTURE ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.1. Résultat de l'analyse dynamique ..... **Erreur ! Signet non défini.**
CONCUSION ..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE V : FÉRRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1.INTRODUCTION ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.LES COMBINAISONS DES CHARGES .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.FERRAILLAGE DES POUTRES .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.1.Recommandation du RPA99 version 2003 .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.1.1.Les armatures longitudinales .....**Erreur ! Signet non défini.**18
V.3.1.2.Les armatures transversales .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.2.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93 .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.3.Vérification des contraintes a l'état limite de service par CBA93 .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.4.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants ...**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.5.Calcul des armatures transversales .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.6.Vérification de la flèche .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.FERRAILLAGE DES POTEAUX .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.1.Introduction .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.2. Détermination des armatures longitudinales .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.2.1. Recommandations des règlements .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.2.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.2.3. Etat limite de stabilité de forme .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.2.4. Détermination des armatures a l'ELU de résistance .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.2.5.Vérification des contraintes a l'état limite de service par CBA93..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.3.Détermination des armatures transversales .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.3.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$ .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.3.3.Calcul des armatures transversales .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.3.4.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale**Erreur ! Signet non défini.**
V.5.FERRAILLAGE DES VOILES .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.5.1. Introduction .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.5.2.Recommandations réglementaires.....**Erreur ! Signet non défini.**
V.5.2.a. Armatures verticales .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.5.2.b. Armatures horizontales.....**Erreur ! Signet non défini.**
V.5.2.c. Armatures transversales.....**Erreur ! Signet non défini.**
V.5.2.d. Recommandations pour les voiles .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.5.3.Calcul des armatures .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.5.3.a. Voiles pleins .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.5.3.b. Voiles avec ouvertures .....**Erreur ! Signet non défini.**

CONCLUSION .....**Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.INTRODUCTION : .....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.ETUDE DE FONDATION :.....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.1.Généralité :.....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.2.Contrainte admissible du sol :.....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.3.Choix du type de fondation :.....**Erreur ! Signet non défini.**
a. Vérification du chevauchement entre les semelles : .....**Erreur ! Signet non défini.**
b. Vérification de tassements différentiel:.....**Erreur ! Signet non défini.**
c. Dimensionnement des semelles isolées :.....**Erreur ! Signet non défini.**
d. Dimensionnement des semelles filantes:.....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.3. FERRAILLAGES : .....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.3.1. Semelles filantes : .....**Erreur ! Signet non défini.**
a. Ferraillage transversale .....**Erreur ! Signet non défini.**
b. Ferraillage longitudinale des semelles filantes :.....**Erreur ! Signet non défini.**
c. Calcul du ferraillage : .....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.3.2. Ferraillage des semelles isolés : .....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.3.3. Calcul de radier partiel.....**Erreur ! Signet non défini.**
a. Prédimensionnement : .....**Erreur ! Signet non défini.**
b. Calcul des sollicitations :.....**Erreur ! Signet non défini.**
c. Calcul du ferraillage : .....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.ETUDE DES LONGRINES.....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.1. Prédimensionnement:.....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.2. Sollicitations: .....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.3.Ferraillage: .....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.5. Etude de voile périphérique.....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.5.1.Evaluation des charges.....**Erreur ! Signet non défini.**
VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques :.....**Erreur ! Signet non défini.**

CONCLUSION GÉNERALE

La liste des tableaux

CHAPITRE I: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1. Les types d'aciers utilises et leurs nuances.

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau II.1 : charges permanentes du mur simple

Tableau II.2 : charges permanentes du mur double cloison:

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

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

Tableau II.5 : Charges permanentes du plancher d'étage courant (corps creux)

Tableau II.5 : Charges permanentes du plancher d'étage courant (dalle pleine)

Tableau II.8 : charges d'exploitations

Tableau II.9: Tableau des charges permanentes

Tableau II.9 : Détermination de l'effort normal ultime de chaque niveau

Tableau II.10.Détermination de la section des poteaux

Tableau II.11.Vérifications des conditions de l'RPA99v2003pour les poteaux carrées

Tableau II.11.Vérifications des conditions de l'RPA99v2003pour les poteaux carrées

Tableau II.12.Vérifications aux zones nodales

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENT SECONDAIRES

Tableau III.1. Détermination des efforts.

Tableau III.2. Les données nécessaires

Tableau III.3. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Tableau III.4.Détermination du nombre d'étaiements p les étages7,6 et 5

Tableau III. 5.Charges, surcharges et efforts à ELU et ELS

Tableau III.6. Moments en appuis et en travées des poutrelles

Tableau III.7. Moments en appuis et en travées des poutrelles

Tableau III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles

Tableau III.9. Moments en appuis et en travées des poutrelles

Tableau III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles

Tableau III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles

Tableau III.12. Moments en appuis et en travées des poutrelles

Tableau III.13. Moments en appuis et en travées des poutrelles

Tableau III.14. les efforts des poutrelles les plus sollicitées

Tableau III.15.Calcul des armatures terrasse

Tableau III.16.Calcul des armatures étage courant et RDC

Tableau III.17.Calcul des armatures des poutrellesSous-sol

Tableau III.18.Récapitulation

Tableau III.19. les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

Tableau III.20.Vérification de la contrainte de cisaillement

Tableau III.21. vérification nécessaire

Tableau III.22. vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

Tableau III.23.Evaluations des sollicitations

Tableau III.24.les résultats.

Tableau.III.25.Les données

Tableau.III.26.Ferraillage de la dalle pleine.

Tableau III.27.vérification de section d'acier de dalle pleine

Tableau III.28. Vérification de l'espacement

Tableau III.29.vérification de l'effort tranchant

Tableau III.30.vérification à l'E.L.S

Tableau III.31. calcul de la flèche de la dalle pleine

Tableau III.32.Poids de la machine.

Tableau III.33.Détermination des charges de la dalle

Tableau III.34.les résultats

Tableau III.35.les données

TableauIII.36. Ferraillage de la dalle pleine.

Tableau III.37. vérification de section d'acier de dalle pleine

Tableau III.38. Vérification de l'espacement.

Tableau III.39.vérification de l'effort tranchant

Tableau III.40.vérification à l'E.L.S

Tableau III.41. prédimensionnement de l'escalier des étages courants

Tableau III.42.Charges permanentes de la paillasse.

Tableau III.43.Charges permanentes du palier de repo

Tableau.III.44.Combinaison des charges

Tableau.III.45.Récapitulation des efforts.

Tableau.III.46.Les données

Tableau.III.47.les Résultats du ferraillage.

Tableau III.48. Les armatures de répartition

Tableau.III.49.Vérification de l'espacement.

Tableau.III.50.Vérification a l'ELS

Tableau.III.51.Résultats de la vérification de la flèche.

Tableau III.52.les moments et les efforts tranchants

Tableau.III.53.Les données

Tableau.III.54.les Résultats du ferraillage.

Tableau.III.55.Vérification a l'ELS

CHAPITRE IV :ÉTUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.1.détermination du facteur de qualité

Tableau IV.2.Récapitulation des résultats du 1er modèle.(structure sans voiles)

Tableau IV.3.Périodes et coefficients de participation massique (1^{er} modèle).

Tableau IV.4.Comportement des trois premiers modes

Tableau IV.5.Récapitulation des résultats

Tableau IV.6.Coefficient de participation massique

Tableau IV.7.Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.8.Calcule du centre de masse

Tableau IV.9.Calcul du centre de torsion

Tableau IV.10.Calcul de l'excentricité théorique

Tableau IV.11.Calcul de l'excentricité accidentelle

Tableau IV.12.Calcul de l'excentricité totale

Tableau IV.13.Calcul de la force sismique (M.S.E)

Tableau IV.14.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Tableau IV.15.Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant x

Tableau IV.16.Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant Y

Tableau IV.17.calcul du moment stabilisant

Tableau IV.18.Vérification de la stabilité

tableau IV.19.Vérification des déplacements inter-étages sens x-x

Tableau IV.20.Vérification des déplacements inter-étages sens y-y

Tableau IV.21. Vérification de l'effet P-Δ sens x

Tableau IV.22. Vérification de l'effet P-Δ sens Y

CHAPITRE V : FÉRRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Tableau V.1.Les données de calcul.

Tableau V.2: Ferraillage longitudinal des poutres principales à L'ELU.

Tableau V.3.Ferraillage longitudinales des poutres secondaires à L'ELU.

Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

Tableau V.5.Vérification des contraintes a l'ELS des poutres secondaires.

Tableau V.6.Calcul de τ_u

Tableau V.7.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Tableau V.8.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Tableau V.9.Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement.

Tableau V.10.Vérification de la flèche des poutres.

Tableau. V.11.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux carré à L'ELU.

Tableau. V.12.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux carré à L'ELU.

Tableau. V.13.Vérification des contraintes dans les poteaux carré a l'ELS.

Tableau. V.14.Vérification des contraintes dans les poteaux carré a l'ELS.

Tableau. V.15.Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Tableau V.16.Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Tableau V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales.

TableauV.18. Ferraillage verticales des voiles pleines

Tableau V.19. Vérification des contraintes a l'état limite de service.

Tableau .V.20. Vérification des voiles a l'effort tranchant.

Tableau .V.21.Détermination des armatures horizontales.

Tableau V.22. vérification des ouvertures

Tableau V.23. ferraillage verticale de voile RDC1Y et les voiles des étages (comme plein)à L'ELU

Tableau V.24. Ferraillage verticales des trumeaux à L'ELU

Tableau V.25. Vérification des contraintes à L'ELS pour les voiles des étages et RDCY1

Tableau V.26. Vérification des contraintes à L'ELS pour les trumeaux

Tableau .V.27. Vérification des voiles à l'effort tranchant.

Tableau .V.28.Détermination des armatures horizontales.

Tableau V.29. calcul du τb

Tableau V.30. Armatures longitudinales et de peau des linteaux

Tableau V.31. Armatures transversales des linteaux

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau.VI.1.Résultats des investigations géotechniques

Tableau. VI.2. Détermination de l'encrage

Tableau. VI.1. Dimensionnement des semelles isolées sous poteaux circulaire

Tableau. VI.2. Dimensionnement des semelles isolées sous poteaux carré

Tableau. VI.3.Vérification du chevauchement entre les semelles.

Tableau. VI.4.Dimensionnement des semelles filantes sous mur

Tableau. VI.5.Vérification du chevauchement entre les semelles isolé et les semelles filante

Tableau. VI.6.Dimensionnement des semelles filantes sous poteau.

Tableau. VI.7. dimensionnement des semelles filante

Tableau. VI.8.Ferraillage des semelles filantes à l'état limite ultime

Tableau. VI.9. Ferraillage des semelles à l'état limite de service

Tableau VI.10. ferraillage des semelles filantes

Tableau VI.11. Dimensionnement de la poutre de libage

Tableau VI .12. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Tableau VI.13. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

Tableau VI.14. Vérification à l'E.L.S

Tableau. VI.15. Ferraillage des semelles à L'ELU

Tableau. VI.16. Ferraillage des semelles à L'ELS

Tableau. VI.17. Ferraillage des semelles

Tableau. VI.18. Résultats

Tableau. VI.19. les données.

Tableau VI.20.Ferraillage du radier

Tableau VI.21. Vérification de l'espacement.

Tableau VI.22.Vérification de l'effort tranchant

Tableau.VI.23.vérification à l'E.L.S

Tableau VI.24.Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

Tableau VI.25. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS

Liste des figures

CHAPITRE I: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1.Plan de masse.

Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton

Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Figure II.1.dimensionnement de plancher a corps creux

Figure II.2. Dimensionnement de la poutre

Figure II.3.Double et simple cloison

Figure II.4.Plancher terrasse

Figure II.5. Composants d'un plancher courant en corps creux

Figure II.6. Composants d'un plancher courant en dalle pleine

Figure II.7. Position du poteau le plus sollicité

Figure. II.8. représentation du poteau le plus sollicite

Figure II.9 : intersection poteaux poutres

Figure II.9.Coupe de voile en plan et voile en 3D.

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENT SECONDAIRES

Figure III.1 dimension de l'acrotere

Figure III.2 les charges sur l'acrotere

Figure III.3.Section de B.A à ELU

Figure III.4.Coupe transversale du ferraillage de l'acrotère .

Figure III.5.Schéma de la poutrelle avant coulage étage

Figure III.6.Disposition des étaiements

Figure III.7.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU plancher terrasse

Figure III.8.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU plancher terrasse

Figure III.9.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU plancher courant

Figure III.10.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU plancher courant

Figure III.11.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU plancher RDC

Figure III.12.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU plancher RDC

Figure III.13.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU plancher sous-sol

Figure III.14.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU plancher sous-sol

Figure III.15.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS plancher terrasse

Figure III.16.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS plancher étage courant

Figure III.17.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS plancher RDC

Figure III.18.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS plancher sous-sol

Figure III.19. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche);

En appui (à droite

Figure III.20.Ferraillage des poutrelles(Sous-sol

*Figure III.21.*Ferraillage des poutrelles (Etage courant

Figure III.22.Ferraillage de la dalle de compression

Figure III.23.Dalle pleine reposant sur 2 appuis

Figure III.24. dimension de la dalle machine

Figure III.25.Poids appliqués sur la dalle machine

Figure III.26.Dalle reposant sur 4 appuis68

Figure III.27.Vérification de non poinçonnement

Figure III.32.Diagrammes des moments et des efforts tranchants a l'ELU de 2eme volée

Figure III.33.Diagrammes des moments et des efforts tranchants a l'ELU de 3eme volée

Figure III.34.Diagrammes des moments àl'ELS de 1er volée

Figure III.35.Diagrammes des moments à l'ELS de 2eme volée

Figure III.36.Diagrammes des moments à l'ELS de 3eme volée

Figure III.37 . Dimensionnement de la poutre palière

Figure III.38. chargement de la poutre palière

CHAPITRE IV :ÉTUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1.Le comportement des trois premiers modes.

Figure IV.2. Disposition initiale des voiles

Figure IV.3.Animation pour les 3 premiers modes

Figure IV.4.Disposition finale des voiles

Figure IV.5.Le comportement des trois premiers modes.

Figure IV.6.Spectre de réponse.

Figure IV.7.Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Figure IV.8.Distribution des forces sismiques.

Figure IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Figure IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

CHAPITRE V : FÉRRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

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

Figure V.2.Ferraillage des poutres secondaires au niveau de la terrasse (rive) et de au niveau de sous-sol (rive)

Figure V.3.Ferraillage des poutres secondaires au niveau de la terrasse (intermédiaire),étage courant (rive) et au niveau de RDC

Figure V.4.Ferraillage des poutres secondaires au niveau des étages courants (intermédiaires)

Figure V.5.Ferraillage des poutres secondaires au niveau du sous-sol (intermédiaires)

Figure V.6.Ferraillage des poutres principales au niveau de terrasse (rive)

Figure V.7.Ferraillage des poutres principales au niveau de la terrasse (intermédiaire),étage courant , RDC et au niveau du sous-sol

Figure V.8.Définition de la zone nodale dans les poteaux

Figure V.9.Disposition des armatures pour les poteaux.

Figure V.10.Ferraillage des poteaux.

Figure V.12.Les armatures transversales et les épingles

Figure V.13. les voiles avec ouverture de RDC

Figure V.14. les voiles avec ouverture des étages courants

Figure V.15. les caractéristiques géométriques de voile avec ouvertures

Figure V.16.Effort tranchant et moment dans le linteau

Figure V.17. Armatures du linteau selon le RPA 99

Figure V.18.l'effort tranchant sur les linteaux

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1.Bulbes de pression dans différents types de semelles

Figure VI.5. Schéma équivalent d'une semelle isolée

Figure VI.6.Choix N°2 des semelles.

Figure VI.7.Schéma et diagramme des efforts internes de la semelle filante SF1

Figure VI.8. Schéma et diagramme des efforts internes de la semelle filante SF2

Figure VI.9. Radier partiel

Figure.VI.11.Dalle reposant sur 4 appuis

Figure.VI.12. Ferraillage de la longrine

Figure VI.13 Le chargement du mur de périphérique

Figure VI.14.Les moments subissant par le mur de soutènement

Notations

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : Section partiellement comprimée.

S.E.C : Section entièrement comprimée.

S.E.T: Section entièrement tendue.

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

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

G : Module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

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 à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T_w : Effort tranchant à gauche.

T_e : Effort tranchant à droite.

T_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : Effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c_1, c_2 ,c , c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep} : Espacement de répartition.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GENERALE :

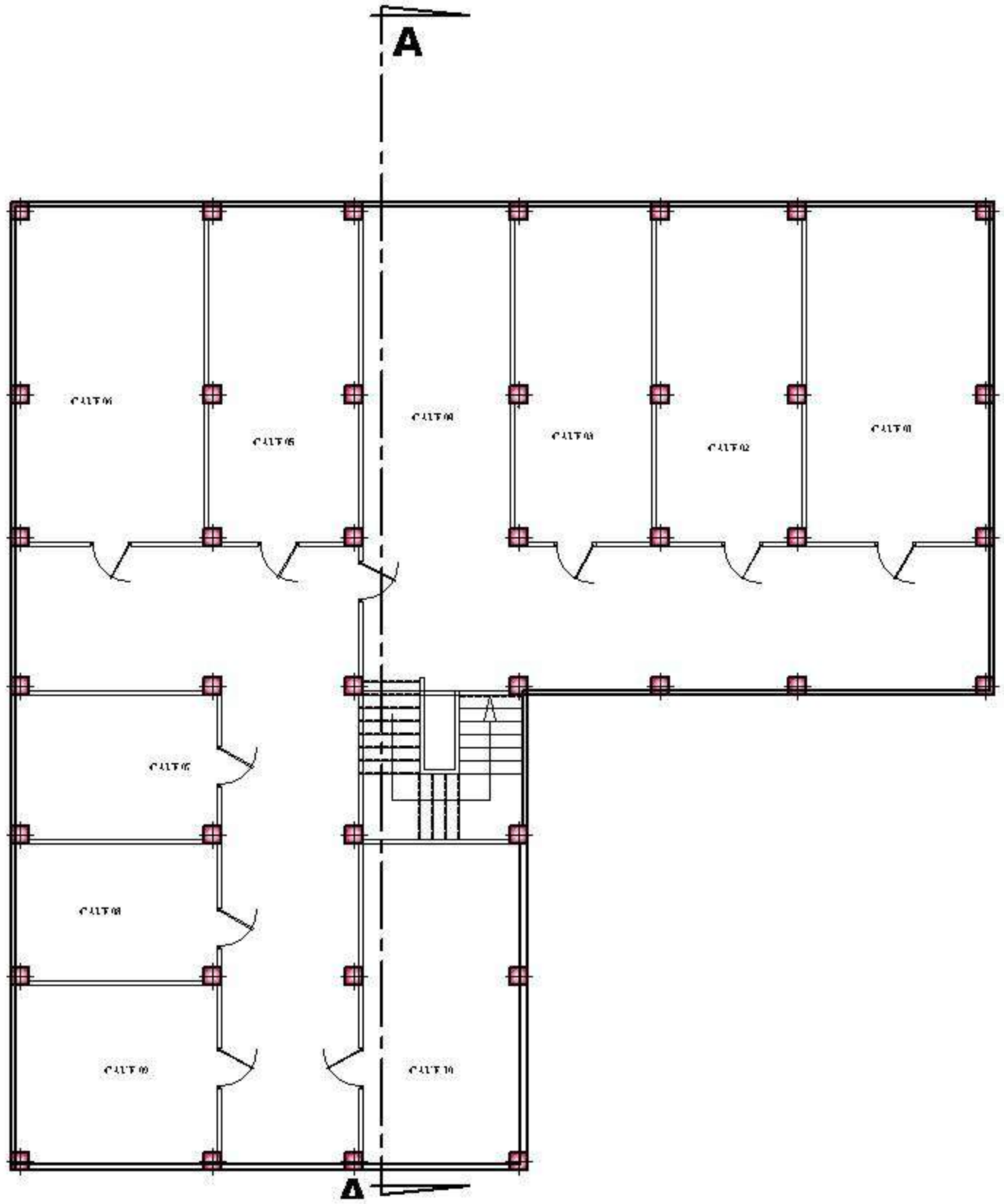
Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.
Pour cela on a choisi d'effectuer notre projet suivant les propositions faites par le bureau d'étude « SETAM».

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.
Le thème à traiter est l'étude d'un bâtiment multifonctionnel comportent un sous-sol , un RDC commercial et07 étages à destination d'habitation (R +7+sous-sol) à Chrachriya , Médéa .

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.
Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

- Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Prédimensionnement des éléments structuraux.
- Calcul des éléments secondaires (plancher, escalier, acrotère,…).
- Etude dynamique et sismique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finisRobobat outil de conception.
- Etude des portiques et des voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure.
- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure.
- Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.

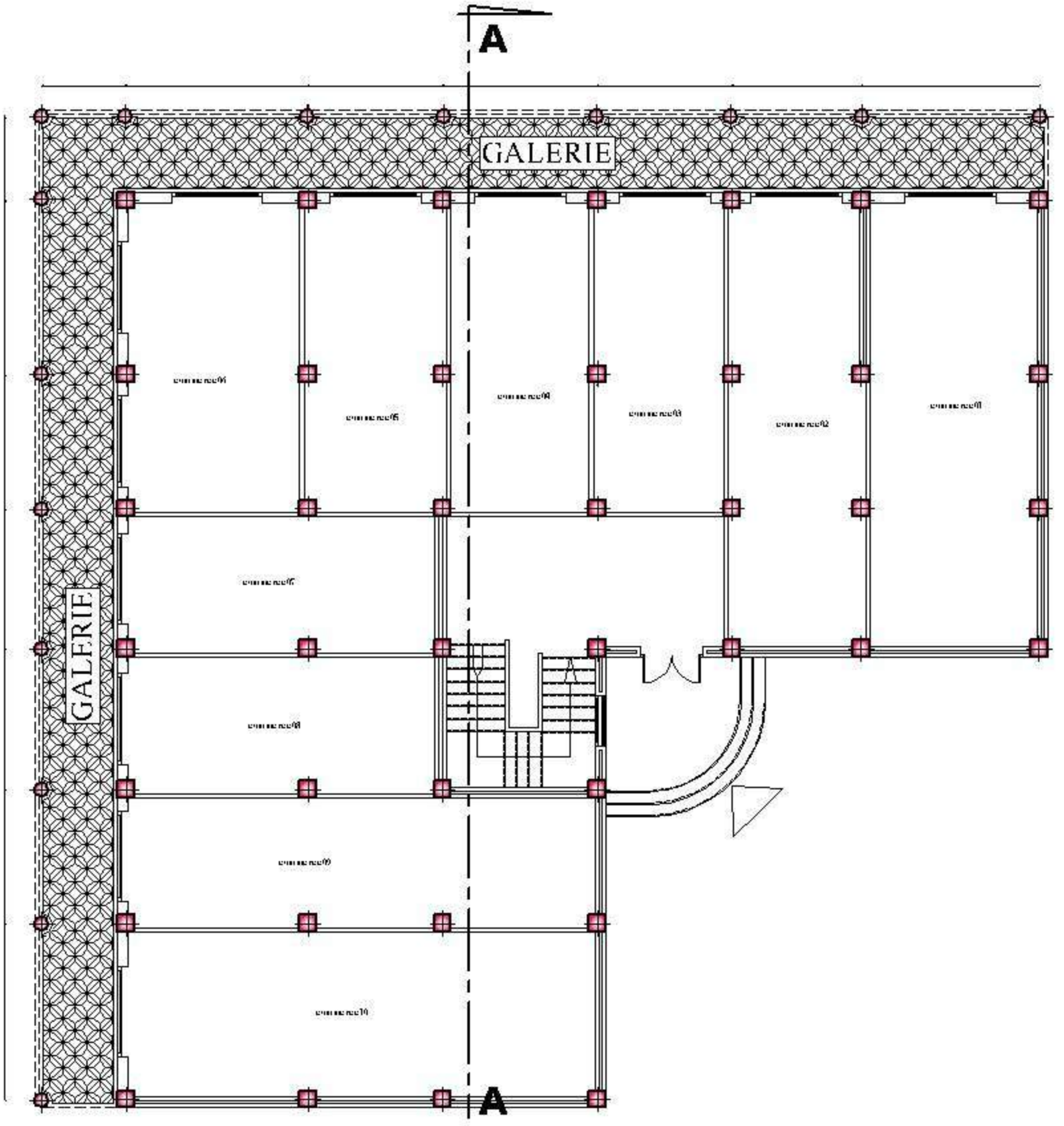
VUE EN DE SOUS SOL



BLOC TYPE -C-
R(COMMERCES)+ 7
+sous-sol
ECH: 1/100

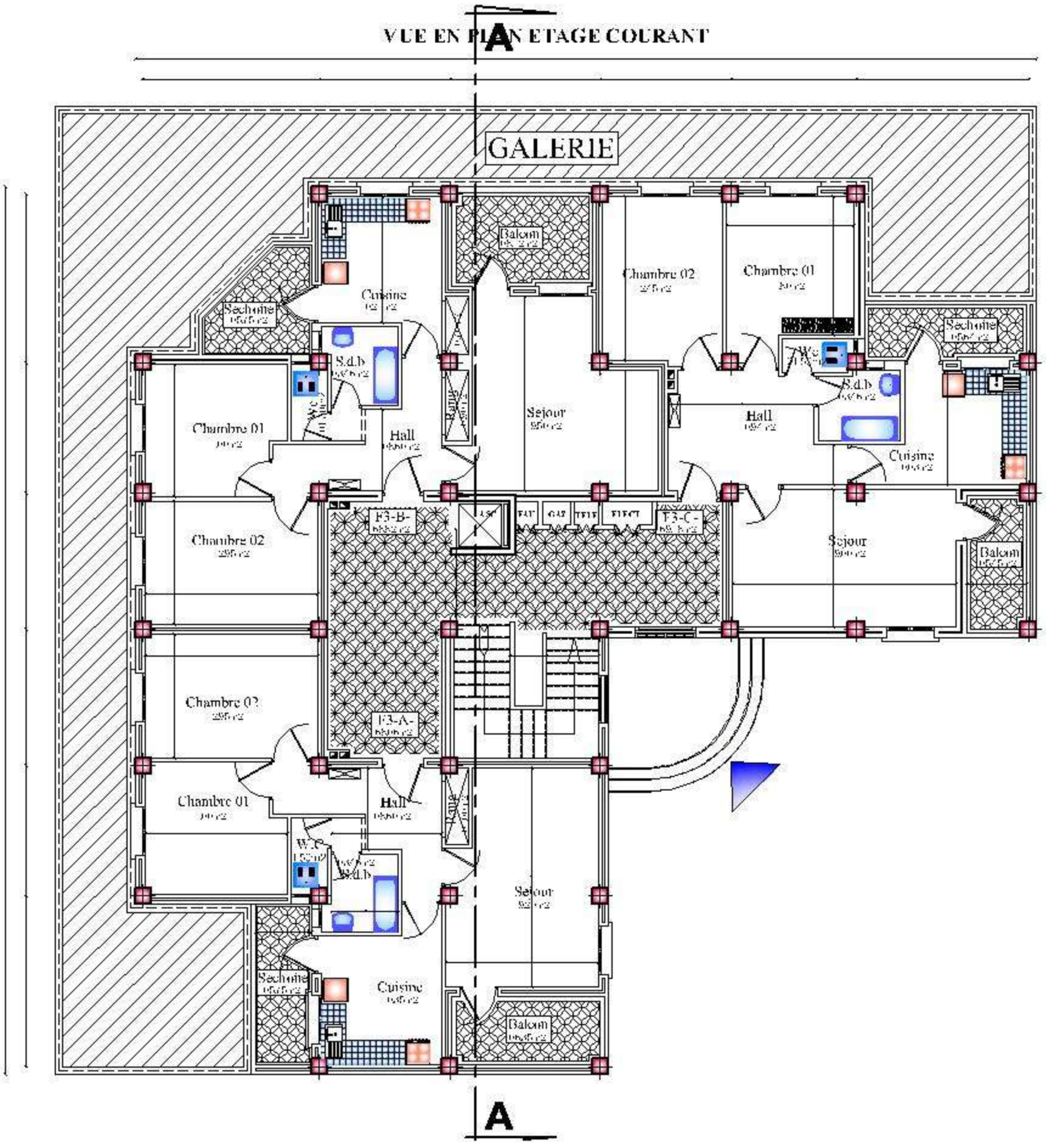
VUE EN PLAN R.D.C

BLOC TYPE -C-
R(COMMERCES)+ 7
+sous-sol
ECH: 1/100

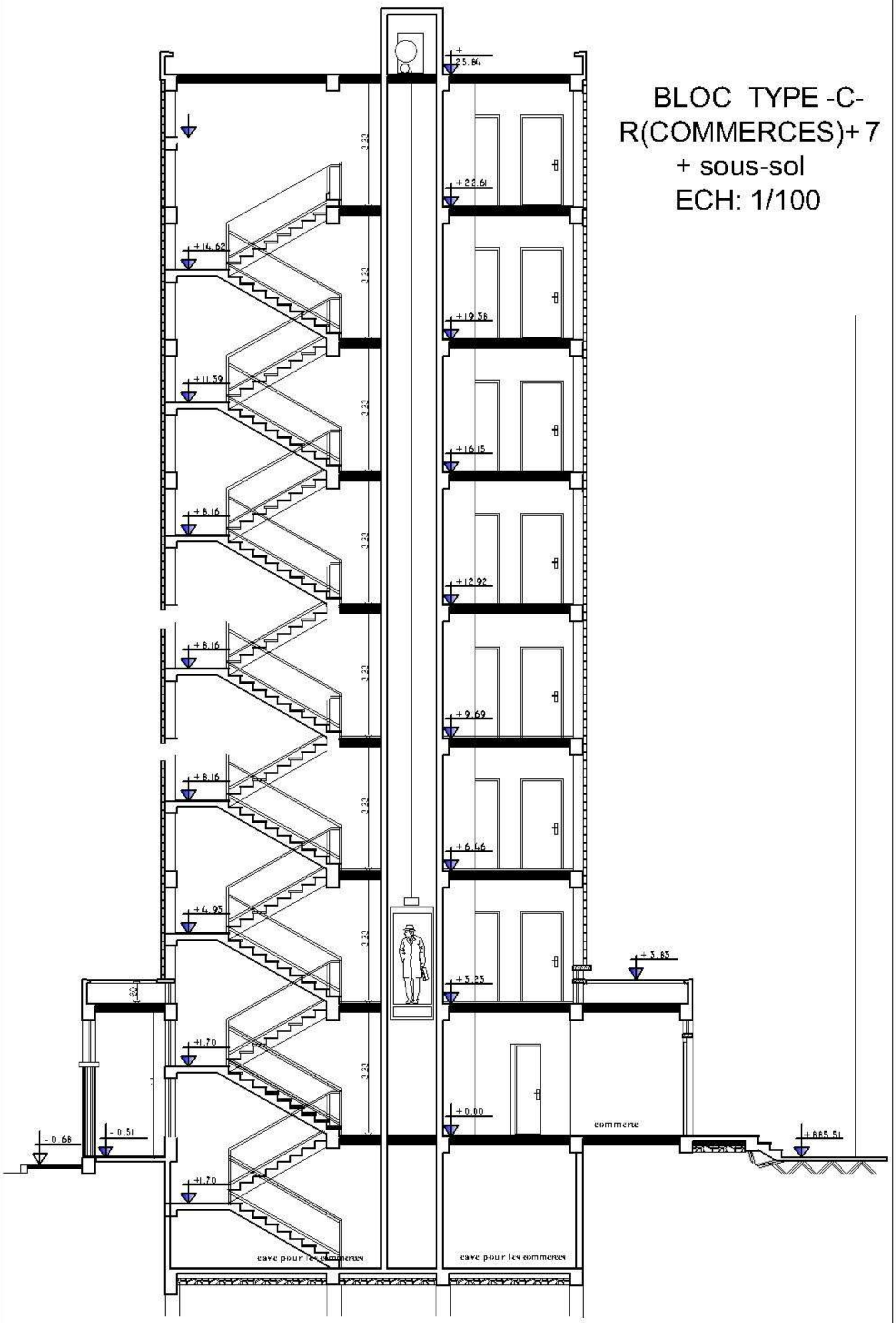


VUE EN PLAN ETAGE COURANT

BLOC TYPE -C-
R(COMMERCES)+7
+ sous-sol
ECH: 1/100



COUPE A.A



BLOC TYPE -C-
R(COMMERCES)+ 7
+ sous-sol
ECH: 1/100

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.GENERALITE :

I.1. DESTINATION :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer des éléments résistants d'un ouvrage multifonctionnel comportant un sous-sol, un RDC commerciales et 07 étages à destinations d'habitation (RDC+7+Sous-sol) en béton arme contrevente par des voiles. (voir plans ci-après)

I.2.CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE :

I .2.1.Localisation :

L'ouvrage qu'on va étudier sera implante a CHRACHRIYA, wilaya de MEDEA, classe selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) en zone de sismicité moyenne (zone II_b) et classifier dans le groupe d'usage 2 ou d'importance moyenne selon le niveau minimal de protection sismique accordé.



Figure I.1.Plan de masse.

I.2.2.Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

- La longueur en plan (RDC+Galerie) : 24,48m
- La largeur en plan(RDC+Galerie) : 24,15m
- La longueur en plan (étages courants+S.s) : 22,48m
- La largeur en plan(étages courants+S.s) : 22,15m
- La hauteur d'étages : 3,23m
- La hauteur totale du bâtiment : 29.07 m

I.3.CONCEPTION DE LA STRUCTURE DU BATIMENT :

I.3.1. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assure par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement a leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions a tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage «RPA99 V2003 Art 3.4. A.4.a »

I.3.2.Plancher :

Nous avons adopte (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Le plancher a corps creux.
- Le plancher a dalle pleine.

I.3.3.Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuses de 10 cm d'épaisseur.

- Murs extérieurs : double cloisons séparées par une lame d'aire de 10 cm.
- Murs intérieurs : simple cloison.

I.3.4.Revêtement :

Le revêtement de la structure sera constitué de :

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

I.3.5.Escaliers :

La cage d'escalier permet l'accès du niveau du sous-sol aux sept étages. Elle est constituée a chaque niveau d'un escalier droite à trois volées

I.3.6.Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.3.7.Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure compose essentiellement en béton arme, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.3.8. 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 efforts apportés par la superstructure au bon sol.

I.4.CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilises dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton arme (CBA93).

I.4.1.Béton :

Le béton hydraulique est un mélange optimal de liants (ciments artificiels), de granulats naturels ou artificiels (sables, gravillons, graviers...), d'eau et éventuellement d'adjuvants (entraîneurs d'air, plastifiants, hydrofuges...)

Ses principales caractéristiques sont :

♣ une bonne résistance en compression simple.

♣ une mauvaise résistance en traction.

♣ un poids volumique compris entre 22 et 24kN/m^3 environ pour le béton, et 25kN/m^3 pour le béton armé.

♣ un coefficient de dilatation thermique identique à celui de l'acier de 10^{-5}/°C.

a. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage a construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

♣ Résistance mécanique.

♣ Imperméabilité a l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (**CEMI / 32.5**).

b. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

♣ Sable de dimension inférieure à **5 mm**. (**0/5**)

♣ Gravier de dimension inférieur à **25mm** (**8/15** et **15/25**).

c. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

d. Dosage du béton :

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

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

On retiendra que, pour **1 m³** de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 5 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.<69

I.4.2. Béton armé :

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

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

a. Résistance du béton :

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

b. Résistance caractéristique à la compression

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

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

$$F_{cJ} = \frac{J}{4.76+0.83J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1.4+0.95J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement [CBA93 Art A.2.1.1.1]

c. Résistance caractéristique à la traction :

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

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

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

$$f_{tJ} = 0{,}6+0{,}06 f_{cJ} \qquad \text{Avec : } f_{tJ} \text{ et } f_{cJ} \text{ en MPa}$$

[CBA93 Art A.2.1.1.2]

d. Coefficient de POISSON (υ) :

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δ_a" raccourcissement longitudinal " Δ_l "), le coefficient de POISSON est pris égal à :

$v = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS);

$v = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

e. Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inferieure a 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$E_{ij}\ (MPa) = 11000(fcj)^{1/3}$ [CBA93 Art A.2.1.2.1]

où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{vj} est pris égal à :

$E_{vj}\ (MPa) = \frac{Eij}{3}$ Soit : $E_{vj} = 3700(fcj)^{1/3}\ MPa$ [CBA93 Art A.2.1.2.2]

I.4.3.Acier :

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

a. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1. Les types d'aciers utilises et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Fe (MPa)	Diamètre (mm)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE235	235	Φ6 et Φ8
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE400	400	T≥10
Treillis soudée	dalles	TLE520	520	0≤ Φ≤6

b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilise: $E_s = 2.10^5 MPa$.

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe.

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.5.PRINCIPE DE CALCUL DU CBA 93 :

Il existe deux états limites :

►Etat limite ultime (E.L.U) base sur:

♦ Equilibre statique

♦ La résistance de l'un des matériaux

♦ La stabilité de forme

►Etat limite de service (E.L.S) est définie compte-tenu:

♦ Conditions d'exploitation

♦ La durabilité

I.5.1. E.L.U de résistance :

a. Contrainte du béton en compression : [CBA93 Art A.4.3.4.1]

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85\, f_{cJ}}{\theta \gamma_b}$$

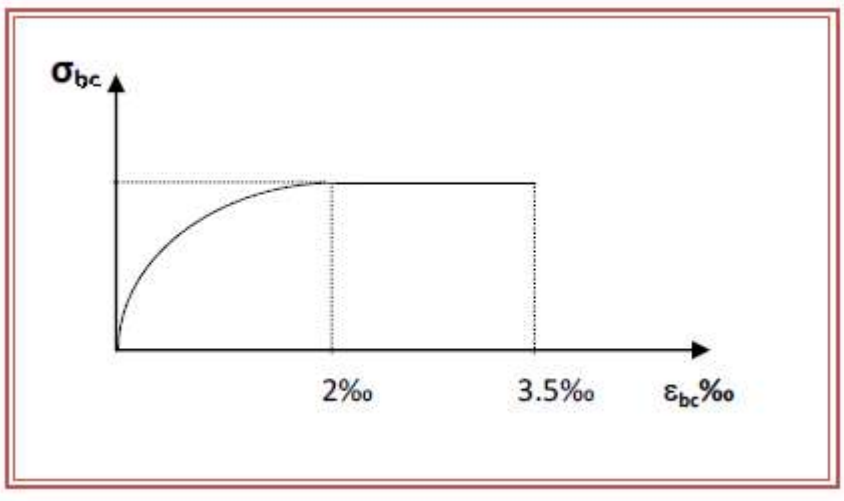


Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

- $\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;
- $\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.
- $\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;
- $\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;
- $\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inferieure a 1 heure ;

b. Contrainte ultime de cisaillement : [CBA93 Art A.5.1.2.1.1]

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

♣ Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\ \text{MPa}\right)$

♣ Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\ \text{MPa}\right)$

c. Contrainte limite de l'acier: [CBA93 Art A.2.2.2]

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:

$$\sigma_s = Fe / \gamma_s$$

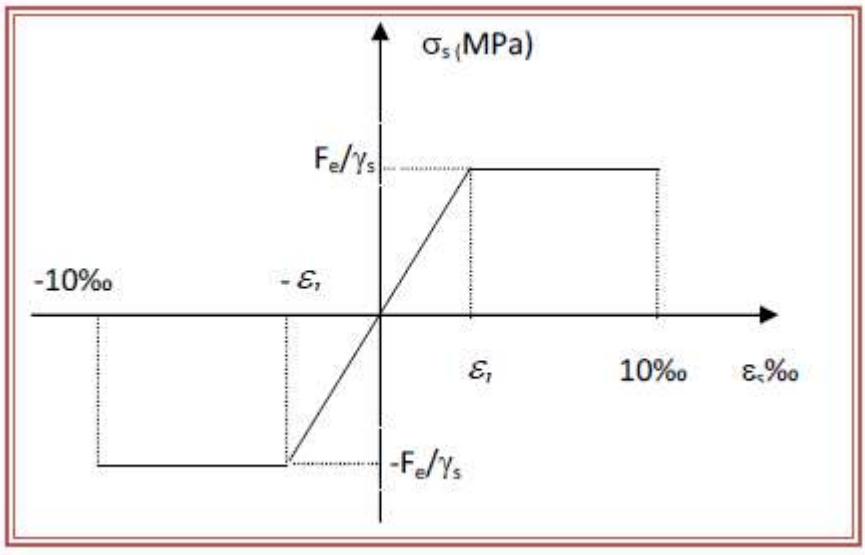


Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier ;

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

γ_s: Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = {}^{s}Fe/_{s}$ d'ou : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.5.2. A l'E.L.S :

a. E.L.S de compression de béton : [CBA93 Art A.4.5.21]

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\sigma_{bc} = 0.6\ f_{cj}$

A l'état limite de service, σ_b doit être inférieure à $\bar{\sigma}_b$.

b. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

Contrainte limite de l'acier :

♣ Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

♣ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min}[2\ f_e / 3; 110\sqrt{ftj}]$ [MPa]

[CBA93 Art A.4.5.3.3]

♣ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min}[\ f_e / 2; 90\sqrt{ftj}\ ]$ [MPa]

[CBA93 Art A.4.5.3.4]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1.6 \text{ pour les armatures à haute adhérence} \\ 1 \text{ pour les ronds lisses et les treillis soudés} \end{cases}$$

CONCLUSION :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

f_{c28} =25 MPa

f_{t28} =2.1 MPa

E_{i28} =32164.2MPa

E_{v28} =10819MPa

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} & \text{situation durable} \\ 18.48\text{MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33 \text{ Mpa} & \text{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5 \text{ Mpa} & \text{Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable} \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 Mpa

FeE 400 , fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE 235 , fe = 235MPa : Pour les armatures transversales

σ_s = 202MPa : Fissuration préjudiciable pour les H.A.

PRÉDIMENSIONNEMENT

II.PREDIMENSIONNEMENT :

II.1.INTRODUCTION:

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifies après vérifications dans la phase de calcul.

II.2.PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS *:*

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilises :

– Plancher a corps creux.

_ Dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux *:*

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux. La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

- $L/20 \geq ht \geq L/25$
- et $ht \geq L/22.5$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 3.85 m.

d'ou :

- $385/20 \geq ht \geq 385/25$ □ 19.25 cm ≥ ht ≥ 15.4 cm.
- et $ht \geq 385/22.5$ □ ht ≥ 17.11 cm.

On choisit : ht = 20 cm telle que ht = d + e

d = 16 cm (hauteur du corps creux).

e = 4 cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc, on opte pour un plancher à corps creux : h_t = (16 + 4) cm

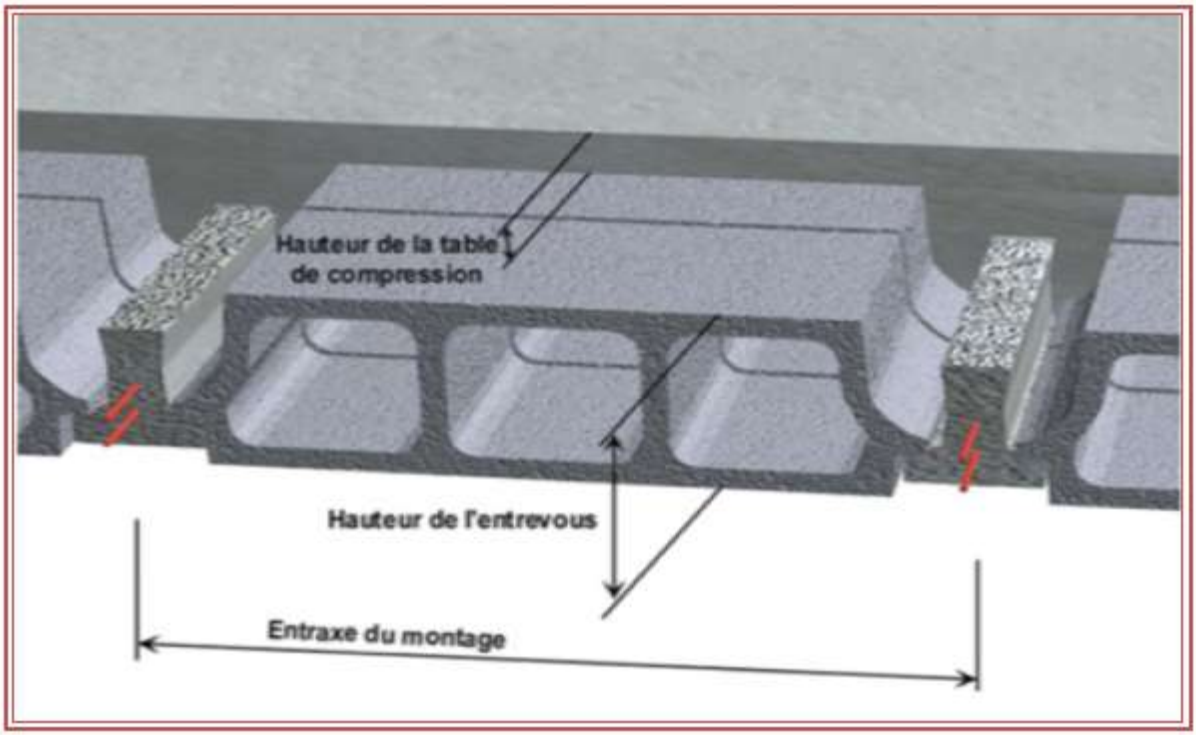


Figure II.1.dimensionnement de plancher a corps creux

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- $h_t \geq 16$ cm

D'ou on a : 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

Conclusion :

En tenant compte de toutes ses conditions, nous aboutissons aux choix d'une poutrelles d'hauteur **:**

ht= 20cm

II.2.2. Dalle pleine :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

♣ **Critère de résistance :**

- pour les dalles reposant sur 3 ou 4 appuis :

(Lx/50) ≤ ep ≤ (Lx/40)

-pour les dalles reposant sur 2 appuis :

(Lx/35) ≤ ep ≤ (Lx/30)

0u : ep : épaisseur de la dalle et L : la plus grande portée mesurée entre nu.

♣ **Sécurité contre l'incendie :**

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

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

♣ **Condition d'isolation acoustique :**

ep ≥ 15 cm

- Critère de résistance 400/ 35 ≤ ep ≤ 400/ 30 □ 11.43≤ep ≤ 13.33
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Conclusion :

En tenant compte de toutes ses conditions, nous aboutissons aux choix d'une dalle d'épaisseur **:**

e =15 cm

II.3.PERDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

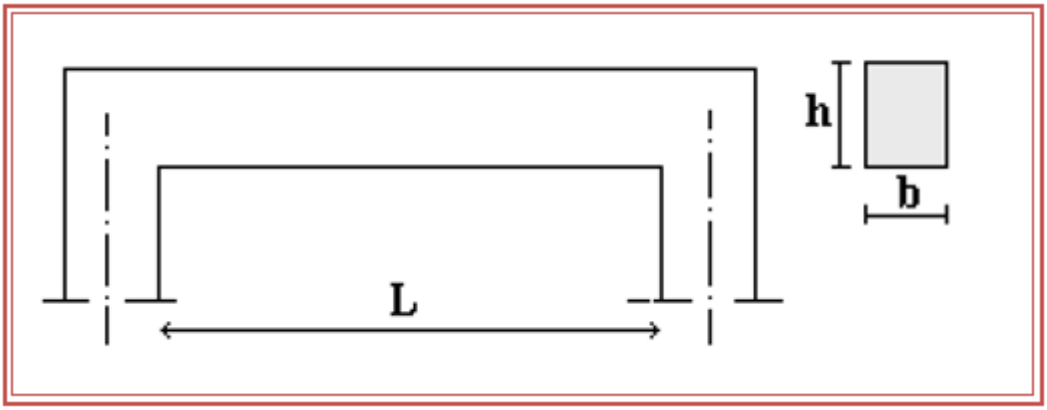


Figure II.2. Dimensionnement de la poutre

D'après la formule de CBA93, les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante : $L/15 \leq h \leq L/10$

$0.6h \leq b \leq h$

Avec : L : la plus grande portée dans le sens considéré entre nu d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

D'après le RPA99 version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$h \geq 30cm$, $b \geq 20$ cm, $h/b \leq 4$, $b_{max} \leq 1.5+b1$ *[RPA99 version 2003 Art 7.5.1]*

- ***Les poutres principales :***

L_{max}= 4.00 m → 26.66 cm ≤ h ≤ 40 cm on adopte h = 35 cm.

21 cm ≤ b ≤ 35 cm on adopte b = 30 cm.

- ***Les poutres secondaires :***

L_{max}= 3.85 m → 25,66 cm ≤ h ≤ 38,5 cm on adopte h = 30 cm.

9 cm ≤ b ≤ 21 cm on adopte b = 30 cm.

♣ ***Vérification selon le RPA99 :***

- *Poutres principales : b > 20 cm, h > 30 cm, h/b = 1,16 < 4 (CV)*
- *Poutres secondaires :b > 20 cm, h > 30 cm, h/b = 1 < 4 (CV)*

♣ ***Vérification de la flèches :***

- *Poutres principales : h/l = 0.087 > 1/16=0.0625 (CV)*
- *Poutres secondaires : h/l = 0.077 > 1/16=0.0625 (CV)*

Conclusion :

Toutes les vérifications sont satisfaites donc :

Pour les poutres principales :

h= 35cm b= 30cm

Pour les poutres secondaires :

h= 30cm b= 30cm

II.4. EVALUATION DES CHARGES:

La distribution des charges au niveau de chaque élément porteur et chaque plancher, s'avère nécessaire pour obtenir une bonne résistance et une meilleur stabilité de l'ouvrage.

II.4.1.Charges permanentes (G) :

II.4.1.1.Maçonnerie :

a. Murs intérieurs (simple cloison) :

La constitution du mur intérieurs sera présentée dans le tableau II.1 et la figure II.3:

Tableau II.1 : charges permanentes du mur simple

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente (G)				1,62(kN/m^2)

b. Murs extérieurs (double cloison) :

Comme détaillé précédemment sur la constitution des murs on les présentera dans la tableau II.2 et figure II.3

Tableau II.2 : charges permanentes du mur double cloison:

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,1	9	0.9
3	L'âme d'aire	0,1	-	-
4	Brique creuse	0,1	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0,36
Charge permanente G				2,52**(kN/m^2)**

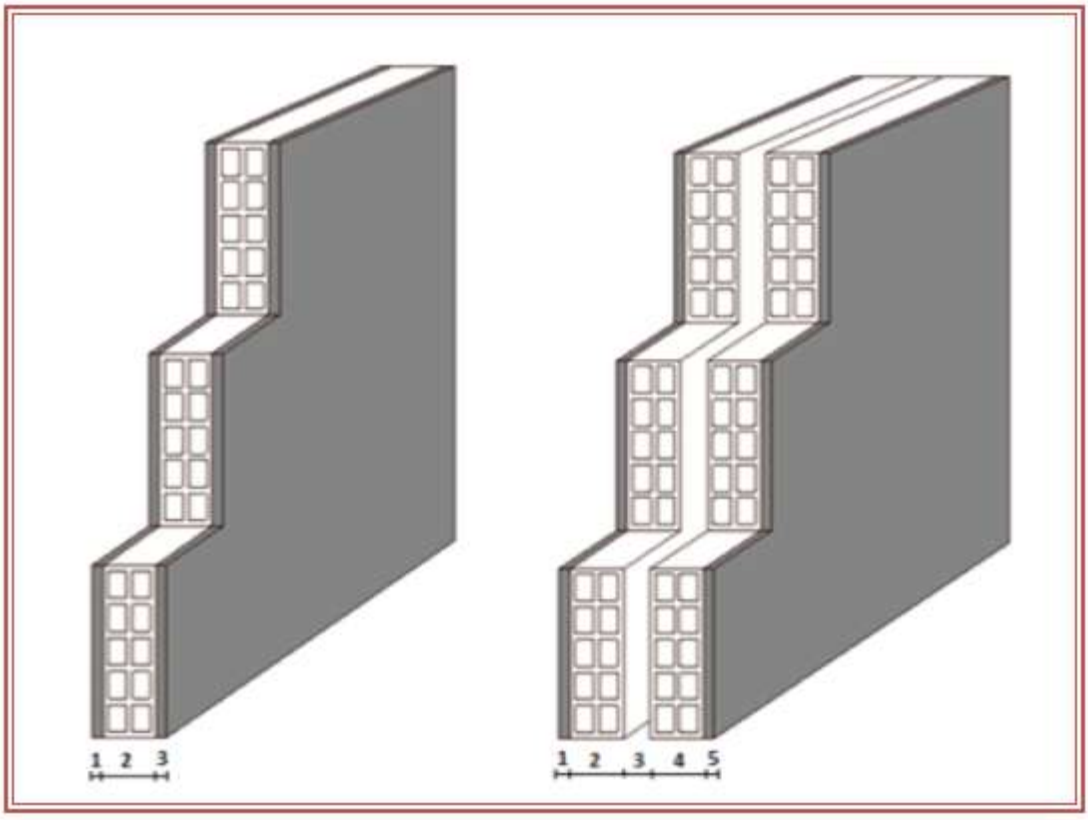


Figure II.3.Double et simple cloison.

II.4.1.2. Plancher terrasse inaccessible:

a. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

Son poids sera détaillé dans le tableau suivant

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

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m^3)	Poids surfacique (kN /m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	18	0,72
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier Kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Filme polyane	-	-	0,01
6	Plaque de liège	0,04	4	0,16
7	Ecran par vapeur	0.01	6	0,06
8	*Plancher corps creux*	16+4	-	2.8
9	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
Charge permanente				6.32(kN /m^2)

b. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine) :

Son poids sera ainsi détaillé dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m^3)	Poids surfacique (kN /m^2)
1	Gravillon roulé	0,04	18	0,72
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier Kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Filme polyane	-	-	0,01
6	Plaque de liège	0,04	4	0,16
7	Ecran par vapeur	0.01	6	0,06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
Charge permanente				7.27(kN /m^2)

On représente une coupe du plancher de terrasse sur la figure suivante :

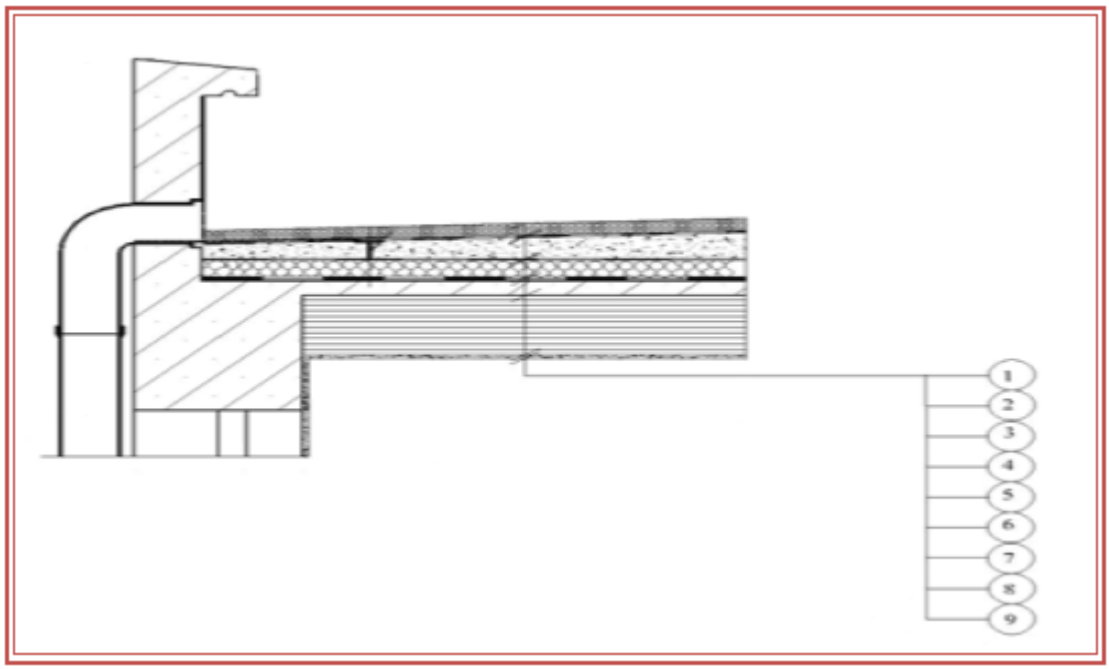


Figure II.4.Plancher terrasse

II.3.1.3.Plancher étage courant :

a. Étage courant (plancher corps creux) :

Son poids sera détaillé dans le tableau suivant

Tableau II.5 : Charges permanentes du plancher d'étage courant (corps creux)

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m^3)	Poids surfacique (kN /m^2)
1	*Carrelage*	0,02	22	0,44
2	*Mortier de pose*	0,02	20	0,40
3	*Lit de sable*	0.03	18	0,54
4	*Plancher corps creux*	16+4	-	2,8
5	*Enduit de plâtre*	0.02	10	0,2
6	*Mur simple cloison*	0,1	-	1.62
Charge permanente G				6.00(kN /m^2)

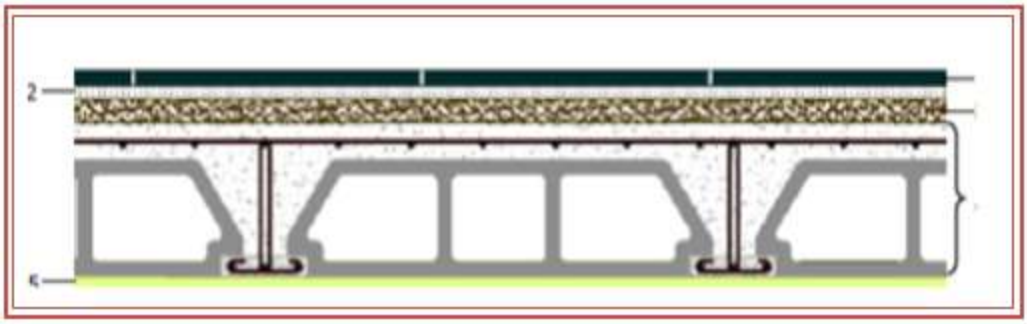


Figure II.5. Composants d'un plancher courant en corps creux

b . Étage courant (dalle pleine) :

Son poids sera détaillé dans le tableau suivant

Tableau II.5 : Charges permanentes du plancher d'étage courant (dalle pleine)

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m^3)	Poids surfacique (kN /m^2)
1	*Carrelage*	0,02	22	0,44
2	*Mortier de pose*	0,02	20	0,40
3	*Lit de sable*	0.03	18	0,54
4	*Dalle pleine*	0.15	25	3.75
5	*Enduit de plâtre*	0.02	10	0,2
6	*Mur simple cloison*	0,1	-	1.62
Charge permanente G				6.95(kN /m^2)

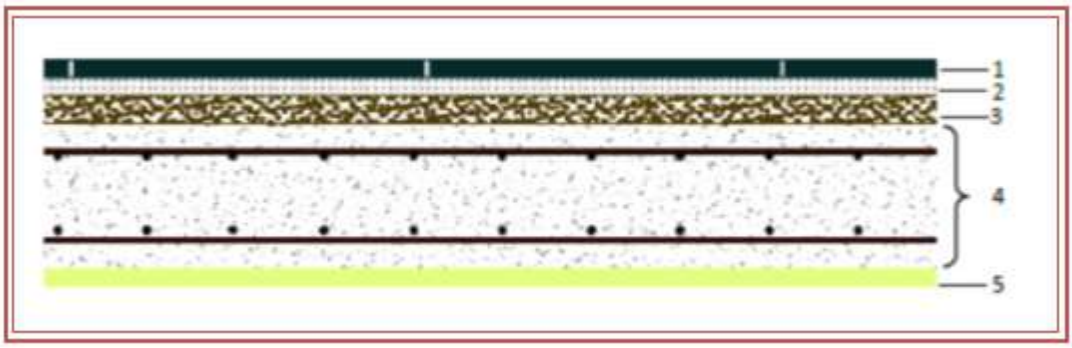


Figure II.6. Composants d'un plancher courant en dalle pleine

II.4.2. Surcharges d'exploitations (Q) :

Surcharges d'exploitations d'après le **DTR BC 2.2**

Tableau II.8 : charges d'exploitations

Niveau	*Usage*	*Q (KN/m²)*
Terrasse	*Inaccessible*	*1*
RDC + étages courants	*Habitation*	*1.5*
RDC + étages courants	*Balcon*	*3.5*
Sous sol	*Commerce*	*5*

II.5.PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions des charges permanentes et d'exploitation.

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles CBA93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1 cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

II.5.1. Détermination des charges et surcharges agissant sur le poteau :

D'après la vue en plan, on doit déterminer la descente des charges pour le poteau le plus sollicité. (p3F)

Le poteau le plus sollicité est celui présenté dans les figures suivantes :

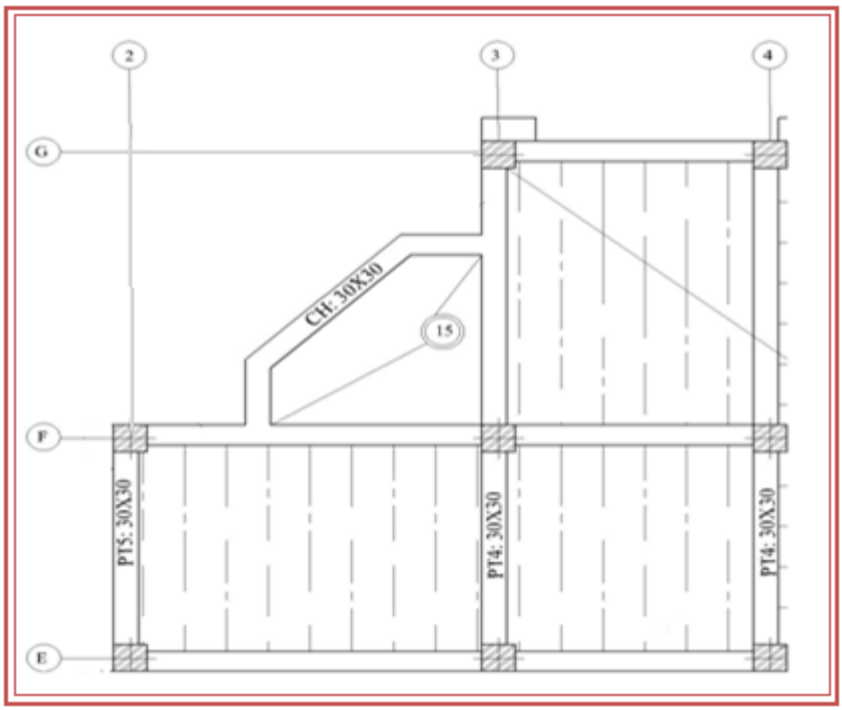


Figure II.7. Position du poteau le plus sollicité

II.5.1.a. les charges permanentes :

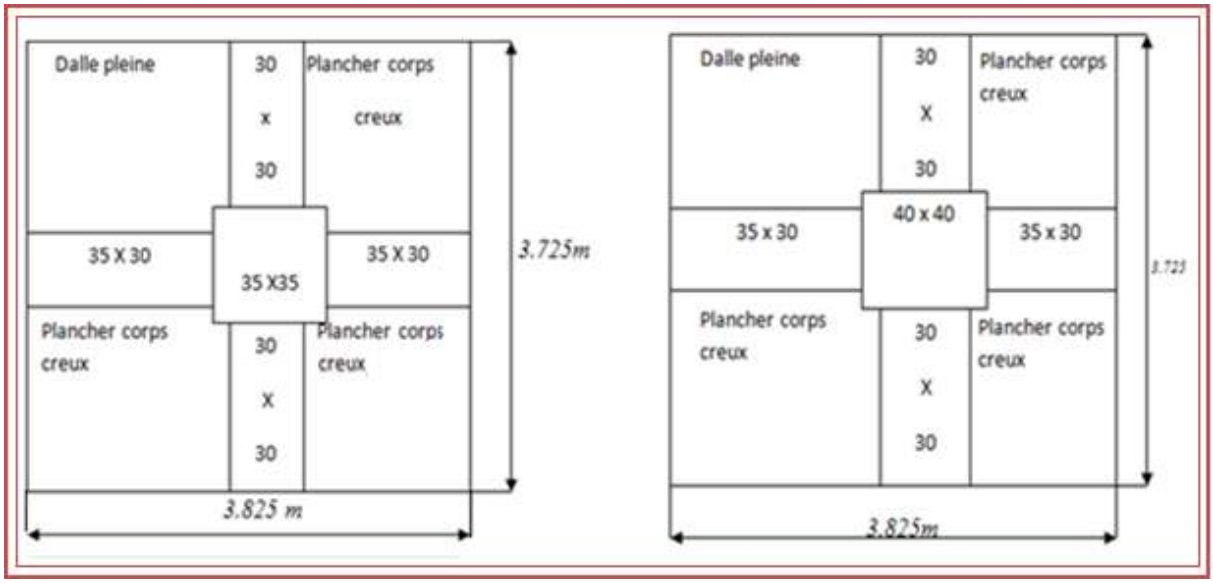


Figure. II.8. représentation du poteau le plus sollicite

Apres avoir définie la surface revenant au poteau on pourra alors calculer sa descente de charge, on la résume dans le tableau suivant :

Tableau II.9: Tableau des charges permanentes

Niveau	Poteau	G Poteau	Gpoutres	Gplancher	G
terrasse	35x35	9.89	16.71	80.05	106.65
6	35x35	9.89	16.71	76.18	*102.78*
5	35x35	9.89	16.71	76.18	*102.78*
4	40x40	12.92	16.71	75.97	*105.59*
3	40x40	12.92	16.71	75.97	*105.59*
2	40x40	12.92	16.71	75.97	*105.59*
1	40x40	12.92	16.71	75.97	*105.59*
RDC	40x40	12.92	16.71	75.97	*105.59*
Sous-sol	40x40	12.92	16.71	75.97	*105.59*

II.5.1.b. Les surcharge d’exploitations :

Plancher terrasse: Q = 1 x 14.25= 14.25 KN

Plancher étages et RDC : Q = 1.5 x 14.25= 21.375 KN

Plancher Sous-sol : Q = 5 x 14.25 = 71.25 KN

II.5.2.Dégression des charges (Q): [DTR BC 2.2 Art 6.3.**]**

D'après le règlement DTR charges et surcharges, on a adopte pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes :

Plancher terrasse: Q_0

Plancher 6eme étage : Q_0+Q_1

Plancher 5eme étage : $Q_0 + 0{,}95\ (Q_1 +Q_2)$

Plancher 4eme étage : $Q_0 + 0{,}90\ (Q_1 +Q_2+Q_3)$

Plancher 3eme étage : $Q_0 + 0{,}85\ (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher 2eme étage : $Q_0 + 0{,}80\ (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Plancher 1er étage : $Q_0 + 0{,}75\ (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Plancher RDC: $Q_0 + 0{,}70\ (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$

Plancher Sous-sol: $Q_0 + 0{,}65\ (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

II.5.3.Effort normal ultime de résistance :

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau

$$\mathbf{N_{ultime}} \le \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\,\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\boldsymbol{\alpha}$$ [CBA93 Art B.8.4.1]

doit être au plus égale à la valeur suivante :

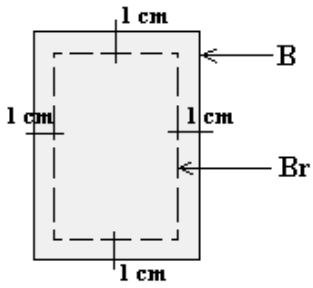
Avec :

A : la section d'acier comprime prise en compte dans le calcul $\mathbf{A} = \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}}$

$\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases} \quad [1]$$



avec: $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$ **:** C'est l'élancement mécanique

$L_f = 0.7\ L_0$ **:** C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \qquad I = \frac{b.h^3}{12} \text{ (Poteau carré).}$$

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Effort normal de résistance : $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N_u} = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$

Tableau II.9 : Détermination de l'effort normal ultime de chaque niveau

Niveau	G (KN)		Q(KN)		N_u	1.1 N_u
	Niveau	Cumulé	Niveau	Cumulé		
7eme	106.65	106.65	14.25	14.25	165.35	181.887
6eme	102.78	209.43	21.375	35.625	336.168	369.784
5eme	102.78	312.21	21.375	54.86	503.773	554.151
4eme	105.59	417.59	21.375	71.96	671.686	738.855
3eme	105.59	522.97	21.375	86.925	836.397	920.036
2eme	105.59	628.35	21.375	99.75	997.897	1097.687
1eme	105.59	733.73	21.375	110.438	1156.192	1271.811
RDC	105.59	839.11	21.375	118.987	1311.279	1442.406
Sous-sol	105.59	944.59	71.25	157.818	1511.923	1663.115

II.5.4.Le choix de la section du poteau :

Donnée : Acier FeE400 Fe=400MPA, γs = 1,15

Béton f_{c28}=25MPA, γb = 1,5

Tableau II.10.Détermination de la section des poteaux

Niv	Dim (cm^2)	i	L_f	λ	A	B_r (m^2)	A	N_{uadm}	**1.1 N_u**	Vérif
7eme	35x35	0.101	2.26	22.386	0.786	0.1089	1.225	1618.59	181.887	CV
6eme	*35x35*	*0.101*	*2.26*	*22.386*	*0.786*	*0.1089*	*1.225*	*1618.59*	*369.784*	*CV*
5eme	*35x35*	*0.101*	*2.26*	*22.386*	*0.786*	*0.1089*	*1.225*	*1618.59*	*554.151*	*CV*
4eme	*40x40*	*0.115*	*2.26*	*19.66*	*0.799*	*0.1444*	*1.6*	*2181.05*	738.855	*CV*
3eme	*40x40*	*0.115*	*2.26*	*19.66*	*0.799*	*0.1444*	*1.6*	*2181.05*	920.036	*CV*
2eme	*40x40*	*0.115*	*2.26*	*19.66*	*0.799*	*0.1444*	*1.6*	*2181.05*	*1097.687*	*CV*
1eme	*40x40*	*0.115*	*2.26*	*19.66*	*0.799*	*0.1444*	*1.6*	*2181.05*	*1271.811*	*CV*
RDC	*40x40*	*0.115*	*2.26*	*19.66*	*0.799*	*0.1444*	*1.6*	*2181.05*	*1442.406*	*CV*
Sous.sol	*40x40*	*0.115*	*2.26*	*19.66*	*0.799*	*0.1444*	*1.6*	*2181.05*	*1663.115*	*CV*

- **Pour les poteaux circulaires (de galerie):** on a $\pi(r^2)=bxh$

$$\pi(r^2)=30x30 \Longrightarrow r=\sqrt{\frac{30^2}{\pi}} \Longrightarrow D = 35cm$$

II.5.5. Vérification selon le RPA99 version 2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.11.Vérifications des conditions de l'RPA99v2003pour les poteaux carrées

Condition à vérifier	*Application de condition*	*Vérification*
Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm	*Min (b_1, h_1)=30 cm ≥ 30 cm*	*CV*
Min (b_1, h_1) ≥ h_e /20	*Min (b_1, h_1)= 30 cm ≥ h_e/20 =(3,23-0.35)/20= 14.4cm*	*CV*
0.25 ≤ (b_1/h_1) ≤ 4	*0.25 ≤ (b_1/h_1) = 0.857 ≤ 4*	*CV*

Tableau II.11.Vérifications des conditions de l'RPA99v2003pour les poteaux carrées

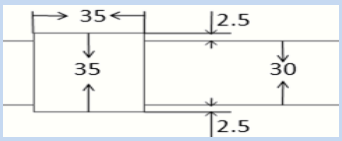
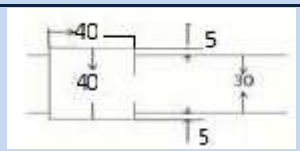
Condition à vérifier	*Application de condition*	*Vérification*
D ≥ 35cm	*D=35 cm ≥ 35 cm*	*CV*
D ≥ h_e /15	*D= 35 cm ≥ h_e/15 =(3,23-0.35)/15= 19.2cm*	*CV*

II.5.6. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- bmax ≤ 1.5h+b1, - d ≤ Max (b1/2;h1/2

Tableau II.12.Vérifications aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h+b_1$	d (cm)	Max ($b_1/2;h_1/2$)	$d \leq Max$ ($b_1/2;h_1/2$)
	30	35	35	CV	2.5	17.5	CV
	30	40	40	CV	5	20	CV

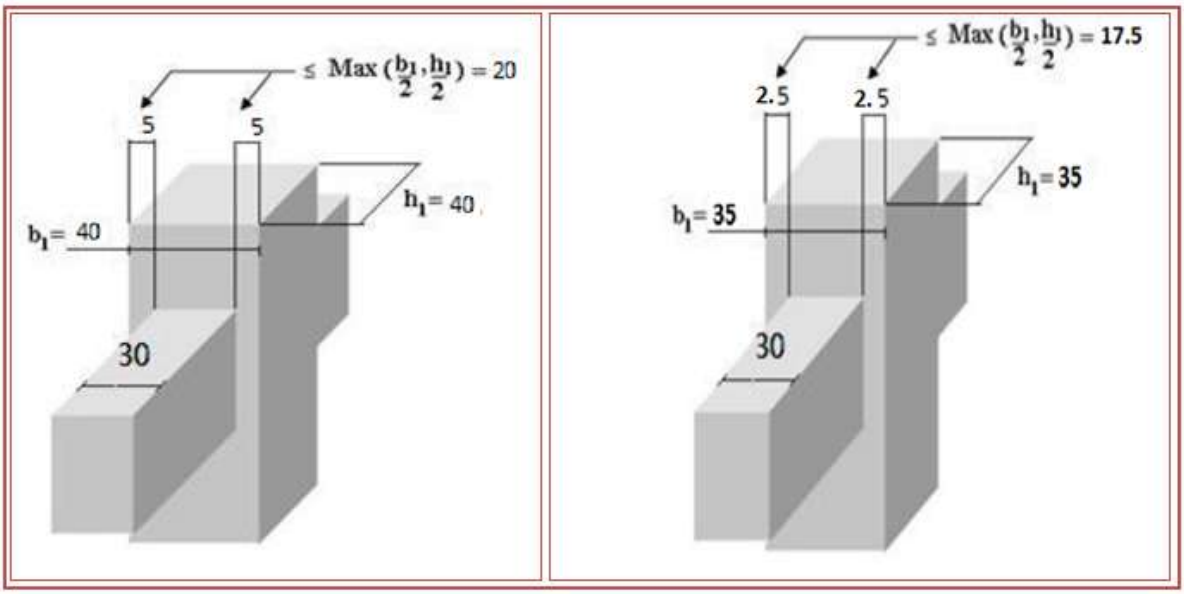


Figure II.9 : intersection poteaux poutres

Conclusion :

Toutes les vérifications sont satisfaites donc :

Pour les poteaux carrées :

* *Sous-sol, RDC ,1er ,2eme ,3emeet 4eme étages : (bxh) =(40x40)cm²*
* *5eme ,6eme et 7eme étages : (bxh) =(35x35)cm²*

Pour les poteaux circulaires de galerie: D=35cm

II.6.PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles sont des éléments structuraux sollicités principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible au regard des autres dimensions. Ils sont des murs rigides en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

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

Selon les prescriptions du RPA99, l'épaisseur minimale des voiles (e) est de 15 cm. De plus, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (he) nette des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur les figures.

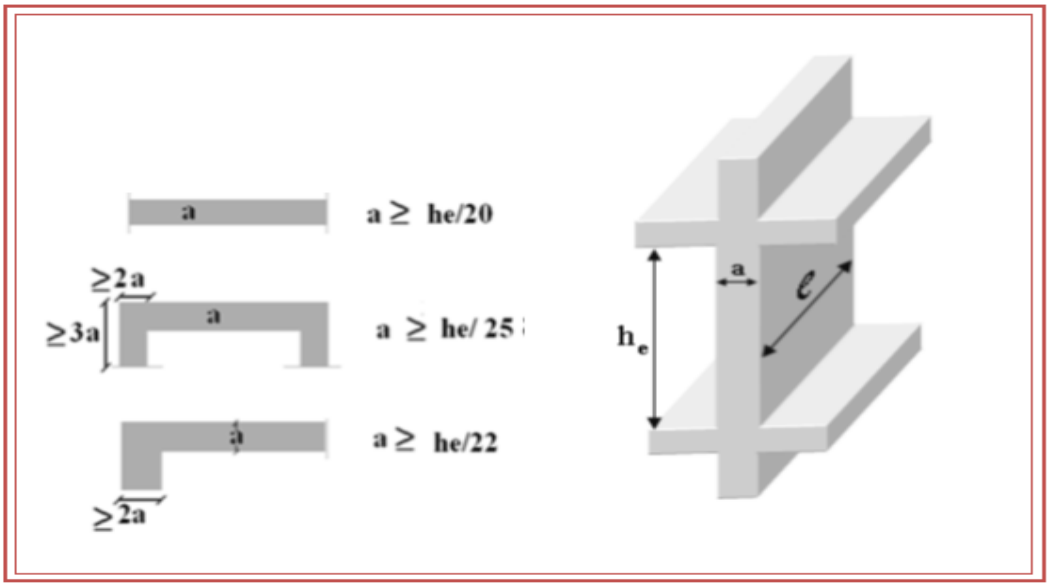


Figure II.9.Coupe de voile en plan et voile en 3D.

Dans notre cas on a :

ℑ voile pour sous sol :

h_e= 3.23-0,35=2.88m.

a ≥ Max(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥ Max(15 cm ; 11.5cm; 13.09 cm; 14.4 cm)

a ≥ 15 cm

On adopte :

a= 15cm

CONCLUSION :

· La dalle pleine auras une épaisseur de 15 cm ;

· Le plancher à corps creux : auras une hauteur (h_t) de 20 cm (16+4 dalle de compression) ;

·La section de poutres principales est de : (bxh)=(30x35) ;

·La section de poutres secondaires est de : (bxh)=(30x30) ;

·Les section des poteaux sont :

* Sous-sol, RDC ,1er ,2eme ,3emeet 4eme étages : (bxh) =(40x40)cm²
* 5eme ,6eme et 7eme étages : (bxh) =(35x35)cm²
* D=35cm :Pour les poteaux circulaires de galerie:

· les voiles périphériques prendront une épaisseur de 15 cm ;

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

III.1.INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considères comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2.CALCULE DE L'ACROTERE :

- **Définition :**

L'acrotère est un élément non structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé encastrée dans le planchers terrasse du bâtiment et constitue un chainage périphérique de celle-ci.

- **Hypothèse de calcul :**

-L'acrotère est considérée comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

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

-La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'élément est exposé aux intempéries.

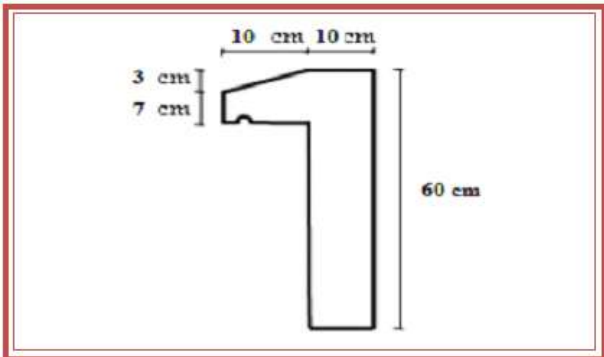


Figure III.1 . dimensions de l'acrotère

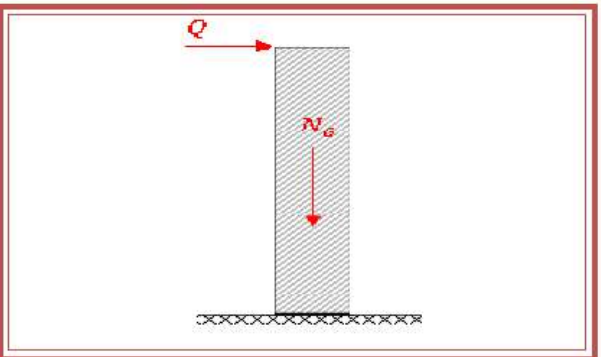


Figure III.2. les charges sur l'acrotère

III.2.1.Calcul des efforts :

A. Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes (poids propre) :**

G= [(0,6 x 0,1) + (0,1 x 0,07) + (0,1 x 0,03)/2].25 = 1.71 KN

- **Charges d'exploitations :**

Q = 1 KN/ml

- **Charge due à la force horizontale (sismique) :** [RPA99 version 2003 Art 6.2.3]

L'acrotère doit être calcule sous l'action des forces horizontales par la formule suivante : $F_P = 4\ A\ C_P\ W_P$

-A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau de RPA99 version 2003 (4 .1) pour la zone et le groupe d'usage appropries. A = 0,20.

-C_P : Facteur de force horizontale donnée dans le tableau de RPA 99version2003 (6.1).

C_p = 0,8.

-W_P : Poids de l'acrotère. W_P = 1.71 KN.

D'ou alors : $F_P = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 1.71 = 1.09$ KN.

→ F_P = 1,09 KN > 1,5 Q = 1,5 KN

Alors on prend le max (F_P, Q), pour une bande de 1 m de largeur Q = F_P = 1,76 KN

B. Détermination des efforts :

Tableau III.1. Détermination des efforts.

ELU
Effort normal : N_U= 1,35 x G = 1,35 x 1.71 = 2,31 KN.
Moment d'encastrement : M_U = 1,5 x Q x h = 1,5 x 1,09 x 0,6 = 0.981 KN.m
Effort tranchant : T_U = 1,5 x Q = 1,5 x 1,76 = 1.64 KN.
ELS
Effort normal : N_{Ser}= G = 1.71 KN.
Moment d'encastrement : M_{Ser} = Q x h = 1,09 x 0,6= 0.654 KN.m

III.2.2.Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100 x 10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tableau III.2. Les données nécessaires

Données			
f_{c28}	*25 MPa*	*h*	*10 cm*
f_{t28}	*2.1 MPa*	*d*	*7.5 cm*
f_e	*400 MPa*	*c*	*2.5 cm*
$\sigma_{b\ adm}$	*14.2 MPa*	*c'*	*2.5 cm*
$\sigma_{s\ adm}$	*348 MPa*	*b*	*100*

***A.* A l'ELU :**

- **Calcul de l'excentricité :** [CBA93 Art A.4.3.5]

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.981}{2.31} \Rightarrow e_0 = 42.5\ cm$$

On a : e_0= 42.5 cm > $\frac{h}{2}$ - c = $\frac{10}{2}$-2.5 = 2.5 cm

Donc le centre de pression se trouve a l'extérieur du segment limite par les armatures

 la section est partiellement comprimé.

- **Calcul du moment de flexion :**

  e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

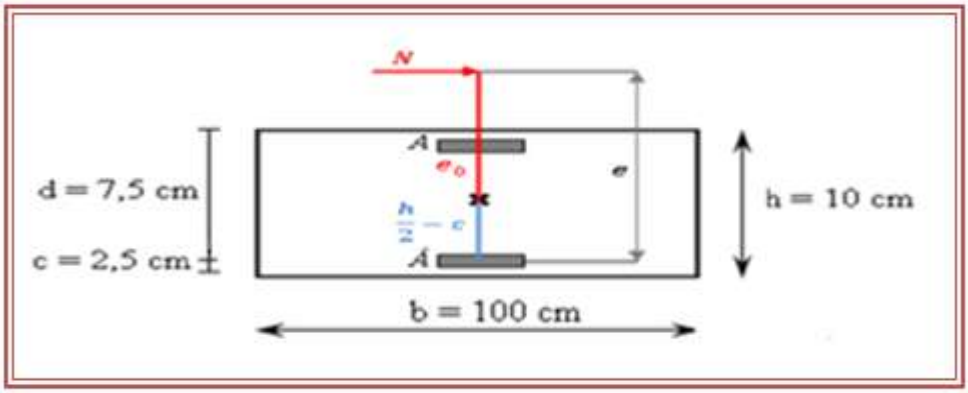


Figure III.3.Section de B.A à ELU

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \quad \Rightarrow \quad e = 0.45 \ m$

$M_f = N_U \ x \ e \quad \Rightarrow M_f = 1.04 \ KN.m$

- **Calcul des armatures verticales :**

Le calcule se fait en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} \times b \times d^2)} = \frac{1.04 \times 10^6}{1000 \times 75^2 \times 142} \Rightarrow \mu = 0.013$$

$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$\mu = 0.013 \Rightarrow \beta = 0,993$

$$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} \times \beta \times d)} = \frac{1.04 \times 10^6}{348 \times 0.993 \times 75} \Rightarrow A_1 = 0.401 \ cm^2$$

N : effort de compression, alors :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} \Rightarrow A = 0.335 \ cm^2$$

A. Condition de non fragilité : [CBA93 Art B.6.4]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \ cm^2$$

$A_{min} = 1 \ cm^2 > A = 0.335 \ cm^2 \Rightarrow A = A_{min} = 1.00 \ cm^2$

On adopte une section d'armature de :

$$A = 4\ HA\ 8 = 2.01\ cm^2$$

B. **Les armatures de répartitions : [**CBA 93 Art A.8.2.4.1 **]**

Il faut que : $\frac{A}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq _{rep} \leq 1.005$

Donc, on prend : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²

C. **Vérification des espacements :**

$$St = \frac{100}{4} = 25\ cm \leq Smin = min\ [3h = 30\ cm\ ; 33\ cm] = 30\ cm$$

$$Srép = \frac{100}{3} = 33\ cm \leq Smin = min\ [4h = 40\ cm\ ; 45\ cm] = 40\ cm$$

D. **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\frac{M'_G}{Nser} \succ \frac{I_G}{B_0 \times \nu_2}$

On a : $e_0 = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.654 \times 10^2}{1.71} = 38.25cm$

$B_0 = b \times h + 15(A + A') \Rightarrow B_0 = 1030.15cm^2$

$\nu_1 = \frac{1}{B_0} + \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad)\right] \Rightarrow \nu_1 = 5.07cm$

$\nu_2 = h - \nu_1 \Rightarrow \nu_2 = 4.93cm$

$I_G = \frac{b}{3}(\nu_1^3 + \nu_2^3) + 15\left[A(\nu_2 - c)^2 + A'(\nu_1 - c')^2\right] \Rightarrow I_G = 8516.27cm^4$

$M'_G = Mser - Nser\ (GG')\ avec GG' = \frac{h}{2} - \nu_1 \approx 0$

$M'_G = Mser = 0.654\ KN.m$

$$\frac{M_G}{Nser} = \frac{0.654 \times 10^2}{1.71} = 38.25\ cm \succ \frac{I_G}{B_0 \nu_2} = \frac{8516.27}{1030.15 \times 4.93} = 1.68\ cm$$

Alors la section est partiellement comprimée

- **Etude de la section :**

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

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_G}$ $\sigma_s = 15k\,(d - y_1)$

- **Détermination d'y1 :**

Pour déterminer y_1 on va résoudre l'équation suivante :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$:

Tel que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -33.25cm < 0".

- **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -3242.97\text{cm}^2 \\ q = +70515.95\text{cm}^3 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 3242.97\,y_2 + 70515.95 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -8.02 \times 10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.992 \Rightarrow \varphi = 172..76° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 65.75 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 35.24\,\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -65.69\,\text{cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 30.45\text{cm} \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 335.24\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 1.99\text{cm} \end{cases}$$

En revanche on a : $K = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

Avec : $S_{G'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$

$S_G = 31.88\ cm^3$

D'ou alors $K = \frac{N_{ser}}{S_{G'}} = \frac{1770}{31880} = 0.055\ N/mm^3$

Donc $\sigma_b = K y_1 = 0.055 \times 19.9 = 1.09\ MPa$

$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.055 \times (75 - 19.9) = 45.45\ MPa$

Donc on obtient :

$\sigma_b = 1.09MPa < \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 15MPa$ (CV)

$\sigma_s = 45.45MPa < \overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.63MPa\right] = 201.633MPa$ (CV)

Donc on adoptera les sections calculées à ELU.

***E.* Vérification de l'effort tranchant :**

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction F qui est égale à : $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$F = 1.64 - \frac{0.654}{0.9x0.075} = -8.05kN < 0$

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

***F.* Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:** [CBA 93 Art A.5.1.1]

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.64 \times 10^3}{100 \times 7.5} = 2.19MPa$

$\overline{\tau_u} = Min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 266.66MPa; 4MPa\right] = 2.5\ MPa$ (CV)

D'ou alors : $\tau_u = 2.19MPa \leq \overline{\tau_u} = 2.5MPa$

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

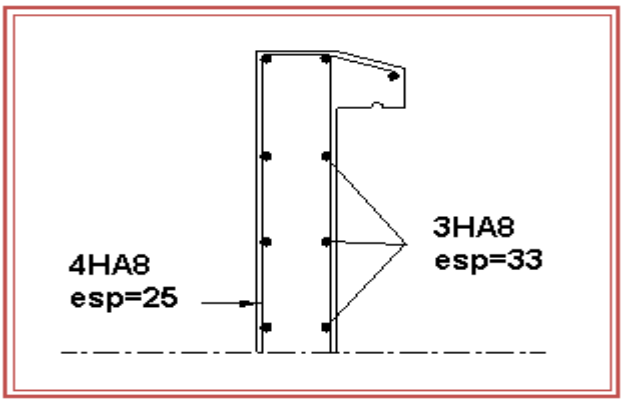


Figure III.4.Coupe transversale du ferraillage de l'acrotère .

III.3.ETUDE DU PLANCHER :

III.3.1. Plancher corps creux:

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation, consiste à utiliser des poutrelles en béton armé qui supportent les éléments de remplissage (entrevous ou corps creux, de dimension (16x20x65) cm^3 avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III.3.1.a. Etude des poutrelles:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

La section du béton est définie par :

ℑ Une section en T en travées.

ℑ Une section rectangulaire aux appuis.

La surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65 x L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

i) Calcul avant coulage :

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

- ❖ son poids propre.
- ❖ le poids de corps creux (entrevous).
- ❖ une charge concentrée a son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 KN ou (0.5*L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier.

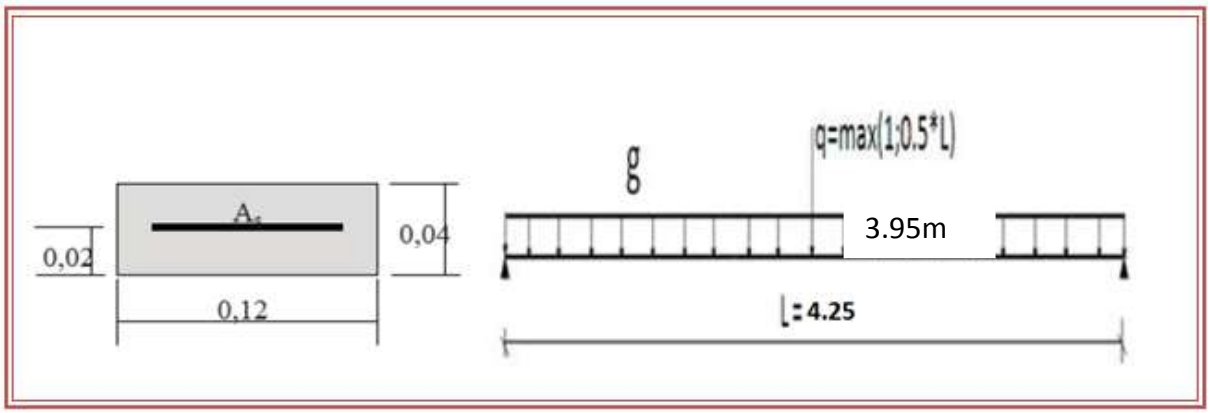


Figure III.5.Schéma de la poutrelle avant coulage étage

- **Evaluation des charges et surcharges:**

Tableau III.3. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Charges permanents	G
Poids de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25 = 0,12 KN/ml	0,77 KN/ml
Poids du corps creux : 0,65 x 1 = 0,65 KN/ml	
Surcharges d'exploitations	Q
Poids de l'ouvrier et les matériaux : {1KN, 0,5 KN/m de portée} = 1.975 KN	1.975 KN

- **Calcul des moments à ELU :**

$$M_G = \frac{G.L^2}{8} = 1.502 \quad (KN.m)$$

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 1.950 \ (KN.m)$$

$$Mu = 1.35M_G + 1.5M_Q = 4.953(KN.m)$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b .b.d^2} = 7.267 > \mu_l = 0.392$$

De ce fait, les armatures de compression A`sont nécessaires , et vu que la section du béton est trop faible pour placer les armatures comprimées on prévoit des étaiements pour éviter la déformation des poutrelles avant le coulage de la table de compression.

- ***Calcul des étaiements :***

➢ $f_G = \frac{5 \times P \times l^4}{384 \times E \times I}$

➢ $f_G = \frac{P \times l^3}{48 \times E \times I}$

➢ $\overline{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm \quad si \quad L > 5\ m$

➢ $\overline{f} = \frac{L}{500} \quad si \quad L < 5\ m$

Tableau III.4.Détermination du nombre d'étaiements p les étages7,6 et 5

Nombre des étaiements	G(KN)	Q(KN)	L m	f_G mm	f_Q mm	f= f_G+ f_Q	$\overline{f}$ mm	$f < \overline{f}$
0	0.77	1.975	3.9	118.567	123.187	241.75	7.9	C.N.V
1	0.77	1	1.975	7.411	7.797	15.207	3.95	C.N.V
2	0.77	1	1.317	1.464	2.310	3.774	2.633	C.N.V
3	0.77	1	0.988	0.463	0.975	1.438	1.975	C.V

Conclusion :

Il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 0.988 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

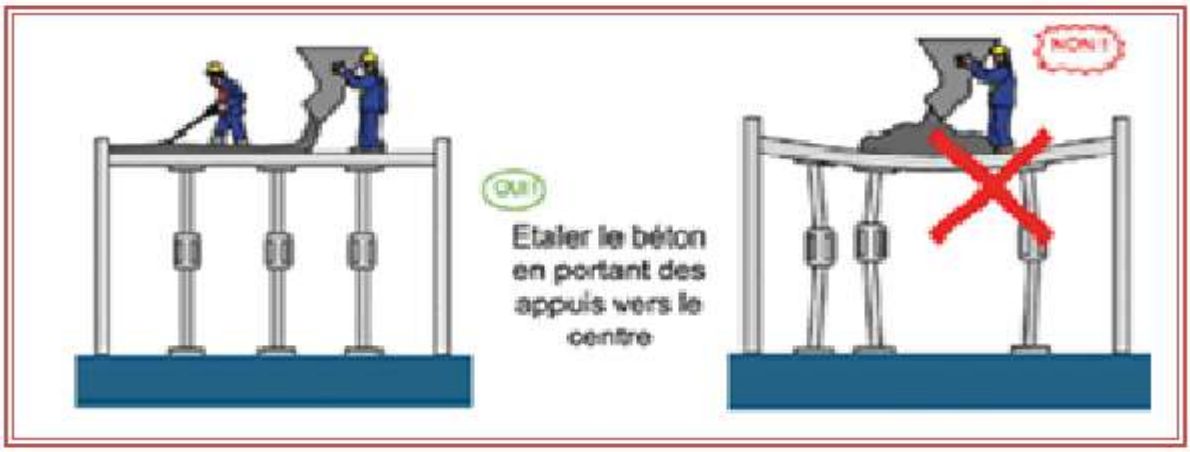


Figure III.6.Disposition des étaiements.

ii) Après coulage :

Tableau III. 5.Charges, surcharges et efforts à ELU et ELS

	G (KN)	Q (KN)	P_u	P_{ser}
Terrasse	6,32x0,65=4,108	1x0,65=0,65	6.52	4.758
Etage courant	6x0,65=3,9	1,5x0,65=0,975	6.727	4.875
Sous-sol	6x0,65=3,9	5 x 0.65=3.25	10.14	7.15

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher courant ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- ***Méthode de calcul :***

ℑ La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \text{Mın} \begin{cases} 2G \\ 5000\text{N/mm}^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est peu nuisible.

ℑ Sollicitations de calcul :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- $Q = 1.5 \leq \begin{cases} 2G = 12\ KN/m^2 \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$ (CV)

- L'inertie est constante pour toutes les travées :

$0,8 < L_i / L_{i+1} = 1 < 1,25$ (CNV)

- La fissuration est peu nuisible. (CV)

Donc la solution ce fait par la méthode **CAQUOT.**

ℑ La méthode Caquot :

La méthode Caquot est valable dans le cas où 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 déterminer les moments en travées.

ℑ Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

L'= $\begin{cases} \text{L pour une travée de rive.} \\ \text{0.8 L pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$

Moment aux appuis :

$$M_a = \begin{cases} Ma = -\dfrac{qw(lw')^3 + qe(le')^3}{8.5(lw' + le')} & Moment\ intermédiaire \\ 0.2\ M_0\ Moment\ de\ rive \end{cases}$$

Moment en travée :

$$M_t = \frac{pl^2}{8} + \left(\frac{Me - Mw}{2}\right)$$

Avec :

M_w: Moment max sur l'appui gauche. *M_e : Moment max sur l'appui droit.*

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Tw : effort tranchant à gauche de la travée.

Te : effort tranchant à droite de la travée

a)Détermination des moments à l'état limite ultime :

Tableau III.6. Moments en appuis et en travées des poutrelles

niveau	Travée	M_0	M_w	M_e	M_t	T_0	T_w	T_e
TERRASSE	A-B	12.716	2.543	9.090	6.900	12.877	11.220	-14.534
	B-C	7.093	9.090	4.500	0.297	9.617	11.173	-8.061
	C-D	7.832	4.500	4.718	3.223	10.106	10.036	-10.176
	D-E	7.832	4.718	4.500	3.223	10.106	10.176	-10.036
	E-F	7.093	4.500	8.879	0.403	9.617	8.133	-11.101
	F-G	12.396	8.879	2.479	6.717	12.714	14.355	-11.073

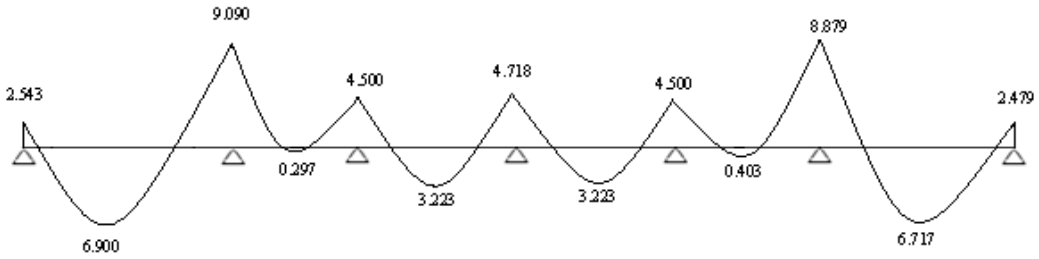


Figure III.7.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU plancher terrasse.

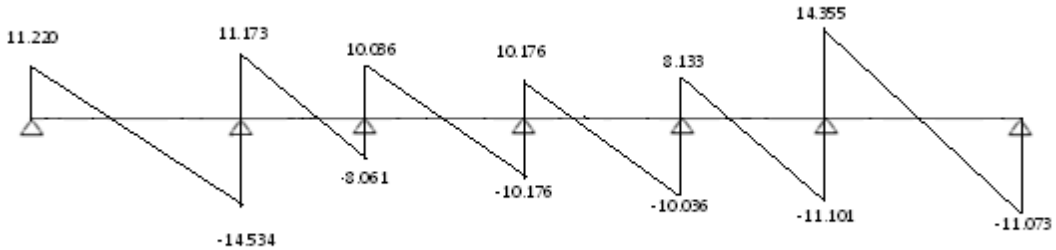


Figure III.8.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU plancher terrasse

Tableau III.7. Moments en appuis et en travées des poutrelles

niveau	Travée	M_0	M_w	M_e	M_t	T_0	T_w	T_e
Etage courant	A-B	13.120	2.624	9.378	7.119	13.286	11.576	-14.996
	B-C	7.318	9.378	4.643	0.307	9.922	11.527	-8.317
	C-D	8.081	4.643	4.867	3.325	10.427	10.355	-10.499
	D-E	8.081	4.867	4.643	3.325	10.427	10.499	-10.355
	E-F	7.318	4.643	9.161	0.415	9.922	8.391	-10.454
	F-G	12.790	9.161	2.558	6.930	13.118	14.811	-11.425

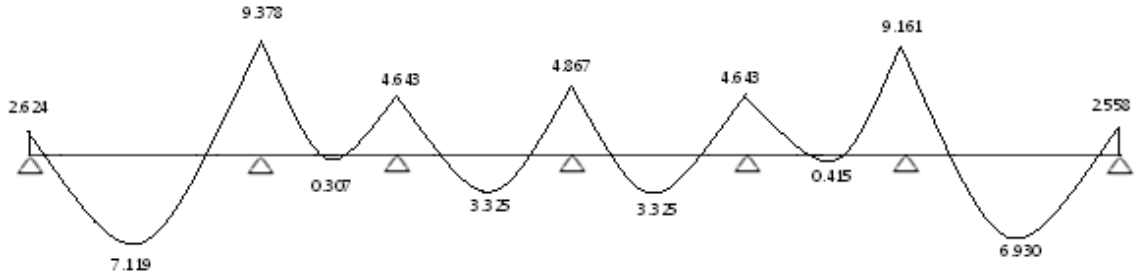


Figure III.9.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU plancher courant.

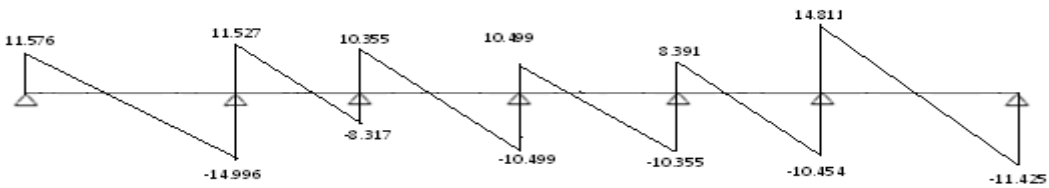


Figure III.10.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU plancher courant.

Tableau III.8. Moments en appuis et en travées des poutrelles

niveau	Travée	M_0	M_w	M_e	M_t	T_0	T_w	T_e
RDC	A-B	13.120	2.624	9.378	7.119	13.286	11.576	-14.996
	B-C	7.318	9.378	4.643	0.307	9.922	11.527	-8.317
	C-D	8.081	4.643	4.867	3.325	10.427	10.355	-10.499
	D-E	8.081	4.867	4.643	3.325	10.427	10.499	-10.355
	E-F	7.3181	4.643	6.284	1.854	9.922	9.366	-10.479
	F-G	12.790	6.284	5.793	6.751	13.118	13.244	-12.992
	G-H	2.430	5.793	0.486	-0.710	5.718	8.840	-2.596

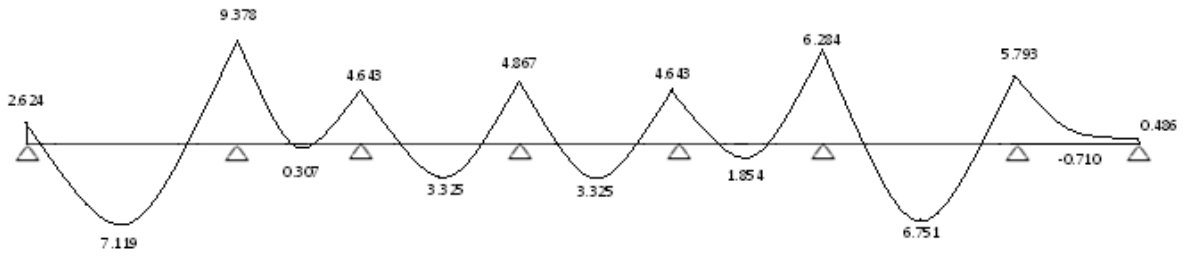


Figure III.11.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU plancher RDC

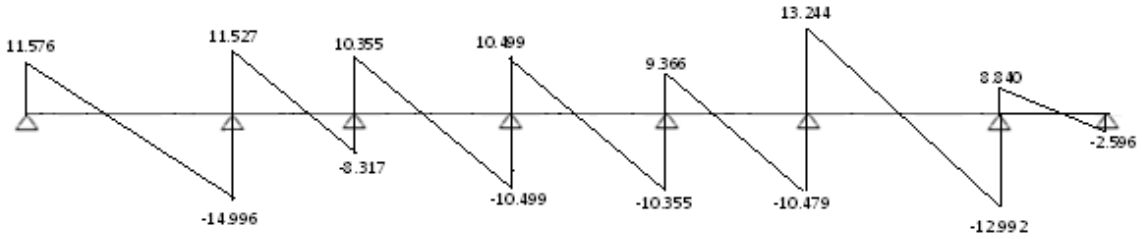


Figure III.12.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU plancher RDC.

Tableau III.9. Moments en appuis et en travées des poutrelles

niveau	Travée	M_0	M_w	M_e	M_t	T_0	T_w	T_e
Sous-sol	A-B	19.776	3.955	14.136	10.730	20.027	17.449	-22.604
	B-C	11.030	14.136	6.999	0.463	14.957	17.376	-12.537
	C-D	12.181	6.999	7.337	5.013	15.717	15.608	-15.826
	D-E	12.181	7.337	6.999	5.013	15.717	15.826	-15.608
	E-F	11.030	6.999	13.809	0.626	14.957	12.648	-17.265
	F-G	19279	13.809	3.856	10.446	19.733	22.325	-17.221

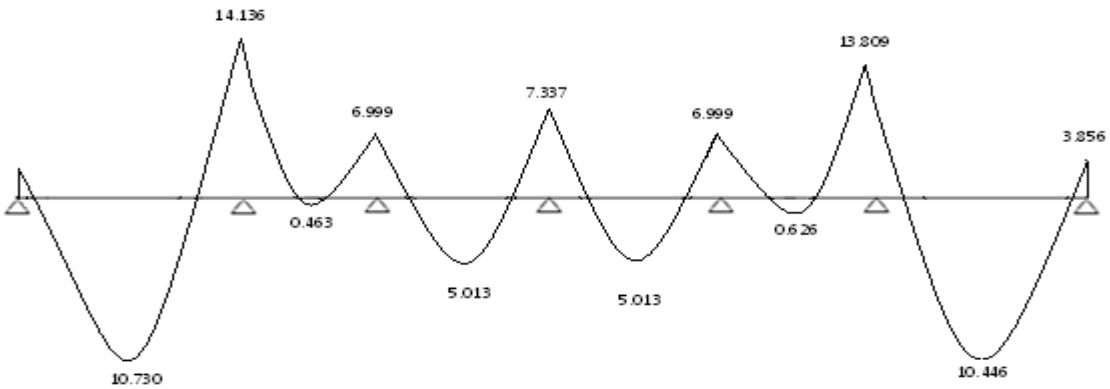


Figure III.13.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU plancher sous-sol

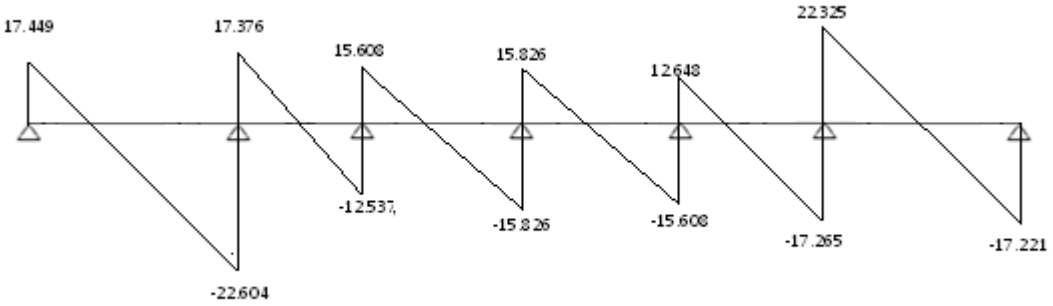


Figure III.14.Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU plancher sous-sol

b) Détermination des moments à l'état limite de service :

Tableau III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles

niveau	Travée	M_0	M_w	M_e	M_t
TERRASSE	A-B	9.280	1.856	6.633	5.035
	B-C	5.176	6.633	3.284	0.217
	C-D	5.716	3.284	3.443	2.352
	D-E	5.716	3.443	3.284	2.352
	E-F	5.176	3.284	6.480	0.294
	F-G	9.046	6.480	1.809	4.902

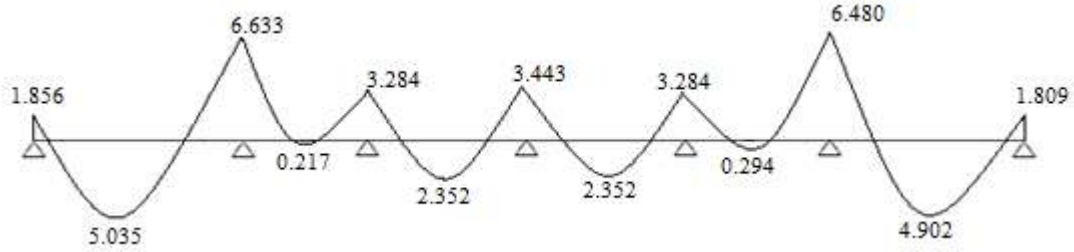


Figure III.15.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS plancher terrasse

Tableau III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles

niveau	Travée	M_0	M_w	M_e	M_t
Etage courant	A-B	9.508	1.902	6.796	5.159
	B-C	5.303	6.796	3.365	0.222
	C-D	5.856	3.365	3.527	2.410
	D-E	5.856	3.527	3.365	2.410
	E-F	5.303	3.365	6.639	0.301
	F-G	9.269	6.639	1.854	5.022

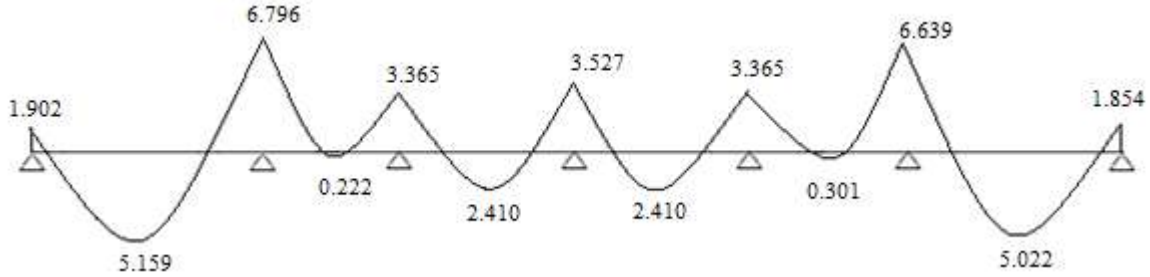


Figure III.16.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS plancher étage courant

Tableau III.12. Moments en appuis et en travées des poutrelles

niveau	Travée	M_0	M_w	M_e	M_t
RDC	A-B	9.508	1.902	6.796	5.159
	B-C	5.303	6.796	3.365	0.222
	C-D	5.856	3.365	3.527	2.410
	D-E	5.856	3.527	3.365	2.410
	E-F	5.303	3.365	4.554	1.343
	F-G	9.269	4.554	4.198	4.892
	G-H	1.761	4.198	0.352	0.514

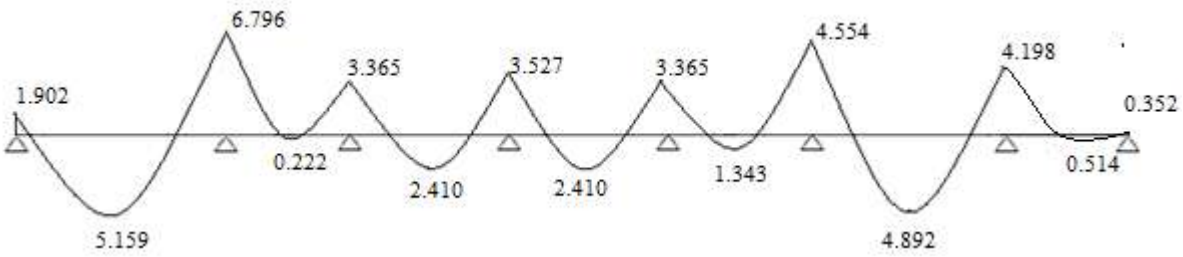


Figure III.17.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS plancher RDC

Tableau III.13. Moments en appuis et en travées des poutrelles

niveau	Travée	M_0	M_w	M_e	M_t
Sous-sol	A-B	13.945	2.789	9.968	7.566
	B-C	7.778	9.968	4.935	0.326
	C-D	8.589	4.935	5.174	3.534
	D-E	8.589	5.174	4.935	3.534
	E-F	7.778	4.935	9.737	0.442
	F-G	13.594	9.737	2.719	7.366

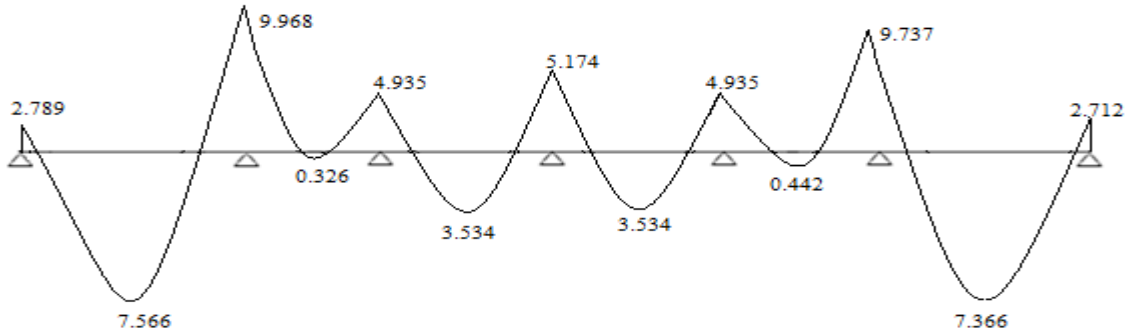


Figure III.18.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS plancher sous-sol

III.3.1.b .Calcul du ferraillage :

Le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées

Tableau III.14. les efforts des poutrelles les plus sollicitées

	ELU			*ELS*	
Niveau	*Ma*	*Mt*	*Tu*	*Ma*	*Mt*
Terrasse	*9.090*	*6.900*	*14.996*	*9.280*	*5.035*
Etage courant	*9.378*	*7.119*	*14.996*	*6.796*	*5.159*
RDC	*9.378*	*7.119*	*14.996*	*6.796*	*5.159*
Sous-sol	*14.136*	*10.730*	*22.604*	*9.968*	*7.566*

1) *Armatures longitudinal :*

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- ♣ *Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.*
- ♣ *Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :*

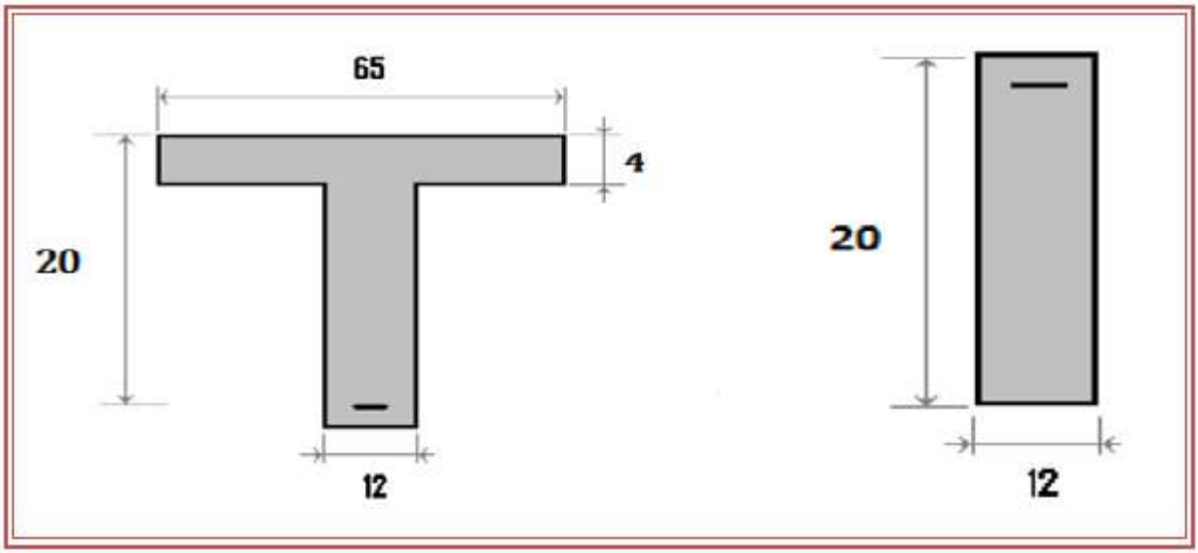


Figure III.19. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.15.Calcul des armatures terrasse

		En travée section T	*Aux appuis section rectangulaire*
ELU	*Mu*	*6.900*	*9.090*
	M_0	$M_0 = b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2)) = 59.07$ $M_0 > M_u$ □ *l'axe neutre appartient à la table* □ *section rectangulaire*	/
	μ	$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{6.900 \times 10^3}{65 \times 14.2 \times (18)^2} = 0.023$	*0.191*
	μ_l	*0.392*	*0.392*
	$\mu < \mu_l$	*Oui*	*Oui*
	β	*0.989*	*0.892*
	$A(cm^2)$	$A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma s} = \frac{6.900 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.12\ cm^2$	*1.47 cm^2*
	Le choix	*3HA8=1.50 cm^2*	*2HA10= 1.57 cm^2*
	B/1000	*20*x65/1000 =1.3	20x12/1000 =0.24
	A>B/1000	*CV*	*CV*
ELS	*Mser*	*5.035*	*9.378*
	σb_{adm} *(Mpa)*	$0.6 \times fc_{28} = 15$	*15*
	y_1 *(cm)*	*3.201*	*6.669*
	I_G *(cm^4)*	*5638.373*	*4210.051*
	K (N/cm^3)	*0.893*	*2.228*
	σb (Mpa)	*2.858*	*14.858*
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	*CV*	*CV*

Tableau III.16.Calcul des armatures étage courant et RDC

		En travée section T	*Aux appuis section rectangulaire*
ELU	*Mu*	*7.119*	*9.378*
	M_0	$M_0 = b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2)) = 59.07$ *M0 >Mu □ l'axe neutre appartient à la table □ section rectangulaire*	/
	μ	*0.024*	*0.031*
	μ_l	*0.392*	*0.392*
	$\mu < \mu_l$	*Oui*	*Oui*
	β	*0.989*	*0.984*
	$A(cm^2)$	*1.12 cm²*	*1.52 cm²*
	Le choix	*3HA8=1.5 cm²*	*2HA10= 1.57 cm²*
	B/1000	1.3	0.24
	A>B/1000	*CV*	*CV*
ELS	*Mser*	*5.159*	*6.796*
	σb_{adm} *(Mpa)*	*15*	*15*
	y_1 *(cm)*	*3.201*	*6.669*
	I_G (cm^4)	*5638.373*	*4210.051*
	K (N/cm^3)	*0.893*	*2.228*
	σb (Mpa)	*2.858*	*14.858*
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	*CV*	*CV*

Tableau III.17.Calcul des armatures des poutrelles Sous-sol

		En travée section T	*Aux appuis section rectangulaire*
ELU	*Mu*	*10.730*	*14.136*
	M_0	$M_0 = b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2)) = 59.07$ *$M_0 > M_u$ □ l'axe neutre appartient à la table □ section rectangulaire*	/
	μ	*0.036*	*0.047*
	μ_l	*0.392*	*0.392*
	$\mu < \mu_l$	*Oui*	*Oui*
	β	*0.982*	*0.975*
	$A(cm^2)$	$1.74cm^2$	*2.32 cm²*
	Le choix	$3HA10=2.35\ cm^2$	$1HA14+1HA10= 2.32cm^2$
	B/1000	1.3	0.24
	A>B/1000	*CV*	*CV*
ELS	*Mser*	*7.566*	*9.968*
	σb_{adm} *(Mpa)*	*15*	*15*
	y_1 *(cm)*	*3.909*	*7.721*
	$I_G\ (cm^4)$	*8293.272*	*5518.007*
	$K\ (N/cm^3)$	*0.912*	*1.806*
	σb (Mpa)	*3.565*	*13.944*
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	*CV*	*CV*

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple les résultats sont :

Tableau III.18.Récapitulation

Plancher	*En travée*	*Au appuis*
Terrasse +étage courant+RDC	At=3HA8	At=2HA10
Sous-sol	At=3HA10	At=*1HA14+1HA10*

2) *Armatures* transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Espacement S_t:**

$$S_t \leq Min \begin{cases} 0.9\,d \\ 40\ cm \end{cases}$$

- **Diamètres des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b_0}{10}\right\}(mm)$$

$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4}$ Section d'une barre

n_t: nombre des barres

► $A_t = a_t\, n_t$

Tableau III.19. les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

plancher	$\phi_{t(mm)}$	a_t(cm2)	n_t	A_t (cm^2)	S_t(cm)
E C	5	0.19625	2	2ϕ5=0.39	15
Sous-sol	5	0.19625	2	2ϕ5=0.39	15

- **Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton :**

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

$$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right]$

Tableau III.20.Vérification de la contrainte de cisaillement

	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Etage courant	*0.694*	*3.33*	*C.V*
Sous-sol	*1.046*	*3.33*	*C.V*

- **Section minimal d'armatures transversales :**

- $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \; MPa$

- $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 . f_e [\cos \alpha + \sin \alpha]} \right)$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

Tableau III.21. vérification nécessaire

	$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t}$	$\frac{A f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 MP$	$\frac{A_t}{b_0 S_t}$	$\gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{28}}{0.9 f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right)$	$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{28}}{0.9 f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right)$
Etages	*0.866*	*C.V*	*3.61* X10-3	$2.04x10^{-4}$	*C.V*
Sous-sol	*0.866*	*C.V*	*3.61X10-3*	$1.328x10^{-3}$	*C.V*

- **Vérification préliminaire de la flèche**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III.22. vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
Etages	C.V	C.V	C.V
Sous-sol	C.V	CV	C.N.V

La condition ne est pas vérifiée dans le niveau sous-sol ce qui nous oblige à calculer la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

Le calcul se fera suivant les formules du règlement (CBA93) [annexe D]

M_{ser}= 7.566 kN.m , A = 2,35 cm2 , $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{3950}{500} = 7.9\ mm$

$$\rho = \frac{A}{b_0 . d} = 0.0108 \quad d'où \quad \rho_1 = 100 \quad \rho = 1.08 \Rightarrow \beta = 0.856$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta . d . A} = \frac{7.566 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 208.955\ MPa$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 . f_{t28}}{4 . \rho . \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0108 \times 208.955 + 2.1} = 0.67$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 . f_{t28}}{\left(2 + 3 . \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) 0.0108} = 3.80$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.52$$

Détermination de l'axe neutre :

$$y_g = \frac{h_0 \frac{bh_0}{2} + b_0 (h - h_0) \left(\frac{(h - h_0)}{2} + h \right) + nA_s d}{h_0 b + b_0 (h - h_0) + nA_s}$$

$$y_g = \frac{4 \times \frac{65 \times 4}{2} + 12 \times (20 - 4) \left(\frac{(20 - 4)}{2} + 20 \right) + 15 \times 2.35 \times 18}{4 \times 65 + 12 (20 - 4) + 15 \times 2.35} = 7.09\ cm$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + \frac{b_0 (h - h_0)^3}{12} + b_0 (h - h_0) \left(\frac{h - h_0}{2} - y \right)^2 + 15 A (d - y)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 4^3}{12} + 65 \times 4 \left(7.09 - \frac{4}{2}\right)^2 + \frac{12 (20 - 4)^3}{12} + 12 (20 - 4) \left(\frac{20 - 4}{2} - 7.09\right)^2 + 15 \times 2.35 (18 - 7.09)^2 = 15533.5 cm^4$$

Moment d'inertie fictif :

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 1.1 \times \frac{15533.5}{1 + 1.52 \times 0.67} = 8465.542\ cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 1.1 \times \frac{15533.5}{1 + 3.80 \times 0.67} = 4818.627\ cm^4$$

E_i = 32164,2 MPa , E_v = 10818,86 MPa

Déformation instantanée de longue durée :

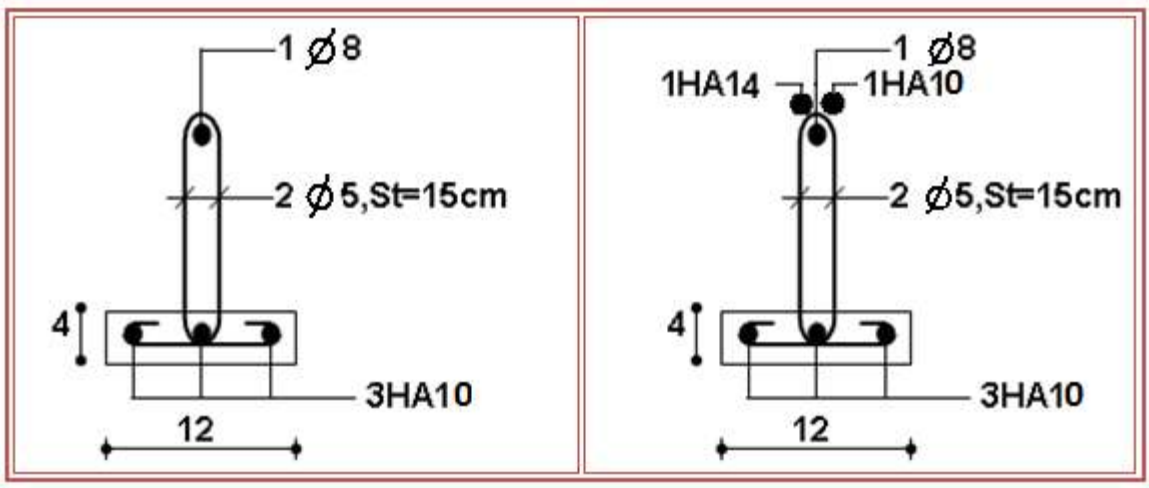
$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{7.566 \times 10^6 \times 3950^2}{10 \times 32164 \cdot 2 \times 4818 \cdot 627 \times 10^4} = 7.62 \ mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{7.566 \times 10^6 \times 3950^2}{10 \times 10818 \cdot 86 \times 8465 \cdot 542 \times 10^4} = 12.89 \ mm$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 12.89 - 7.62 = 5.27 \ mm$$

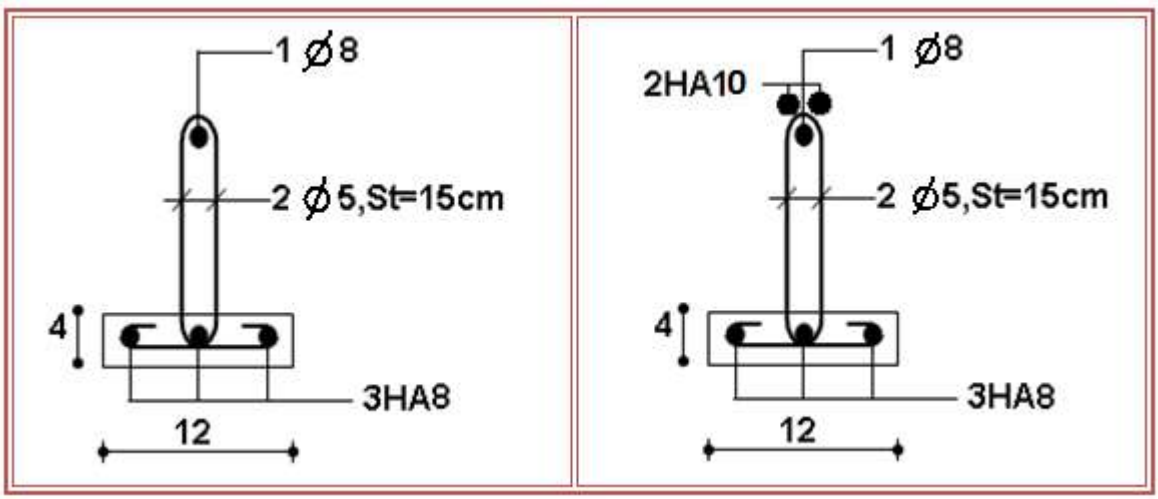
$$\Delta f = 5.27 \ mm < \overline{f} = 7.9 \ mm \quad (CV)$$

Donc on garde la même section d'armature 3HA10 et un plancher 16+4.



-Tavée- -Appuis-

Figure III.20.Ferraillage des poutrelles(Sous-sol)



-Travée- -Appuis-

*Figure III.21.*Ferraillage des poutrelles(Etage courant)

III.3.1.c. Calcul de la dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre Poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes [CBA Art B.6.8.4.2.3] :

- 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

$$AT \geq 0.02 \times L \times 200/fe = 4L/fe \ (MPa) \quad si\ 50 \leq L \leq 80\ cm$$

Avec :

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

♣ f_e : nuance de l'acier FeE520 (f_e=520), le treillis soude qui sera utilise sera a maillage carré de 20cm x 20 cm.

♣ A_T : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

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

$$A_l \geq A_T/2$$

$$Donc : A_T = \frac{4L}{fe} = 0.5\ cm^2/ml$$

Alors: $A_T = 5\ Ø5 = 0.98\ cm^2/ml$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm$$

Armatures de répartitions:

$$A_l = \frac{At}{2} = 0.49 \qquad Soit : 5\ Ø5 = 0.98\ cm^2/ml \rightarrow S_t = 20\ cm.$$

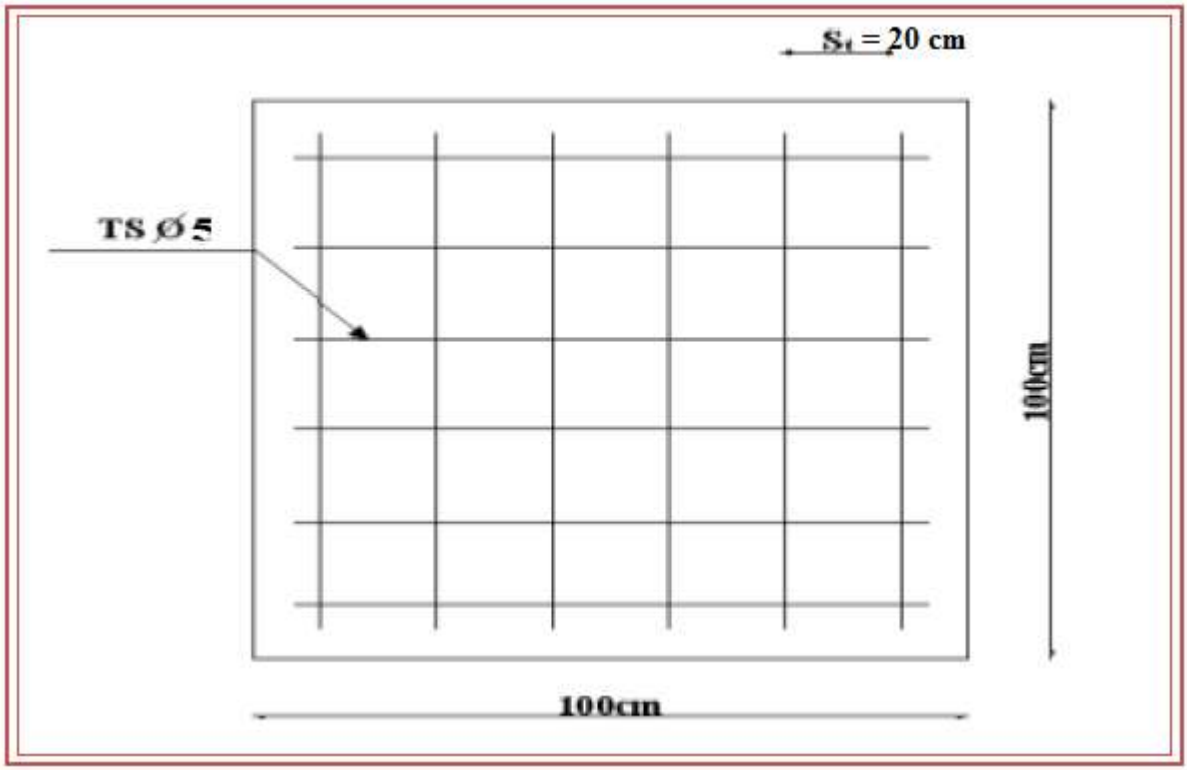


Figure III.22.Ferraillage de la dalle de compression.

III.3.2. Les dalles pleines :

III.3.2.a. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inferieure aux autres dimensions, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue dans notre structure un seul type de dalle peine forme irrégulière triangle

III.3.2.b. Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.

- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.2.c. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

T_{ext}= P.f (cas d'une charge concentrée).

T_{ext}= ∬q .y.ds = q.S.f (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

T_{int}= M . L .ɵ.

Avec :

M : Moment de flexion.

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

ɵ : Angle de rotation.

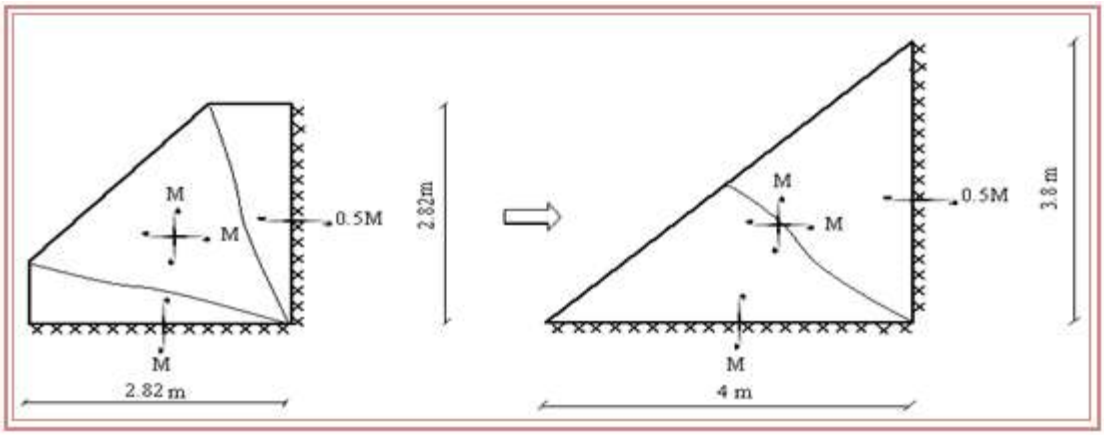


Figure III.23.Dalle pleine reposant sur 2 appuis.

III.3.2.d. Evaluation des sollicitations:

Tableau III.23.Evaluations des sollicitations

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u	P_{ser}
Terrasse	7.27	1	11.31	8.27
Etage courant	6.95	1.5	11.63	8.45

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle des étages courant.

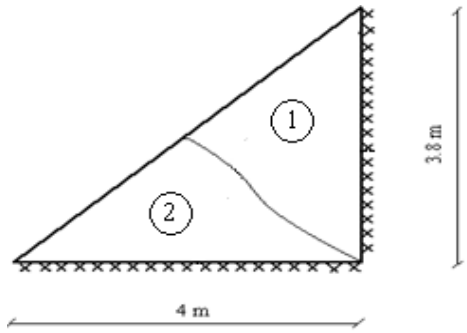
- **Travail externe :**

$T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext}$

$T_{ext} = qS_1\frac{f}{3} + qS_2\frac{f}{3} = q.(S_1+S_2)\frac{f}{3}$

$T_{ext} = q\,S\frac{f}{3} = q\,(4x3.8x\frac{1}{2})\frac{f}{3}$

$T_{ext} = 2.53\ q\ f.$



- **Travail interne :**

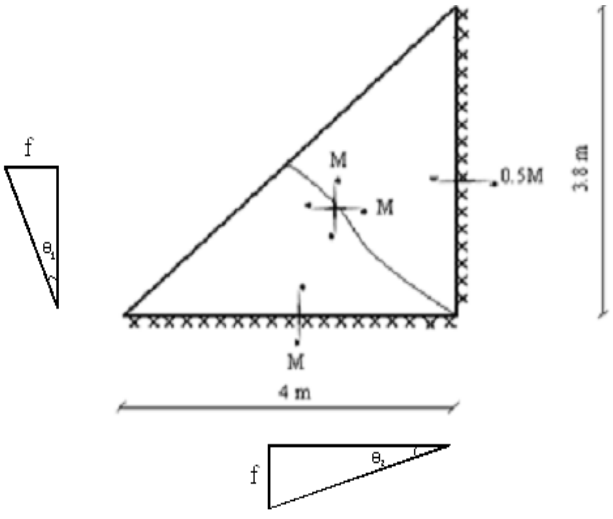
$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int}$

$T^1_{int} = 5.7M\frac{f}{x}$

$T^2_{int} = 8M\frac{f}{y}$ avec $y = 0.95\ (4-x)$

$T^2_{int} = 8.42\ M\frac{f}{4-x}$

$T_{int} = Mf\frac{2.72x+22.8}{4x-x^2}$



- **Principe du travail virtuel :**

Travail externe = Travail interne **: (Σ Text= Σ Tint)**

2.53 q f.= Mf$\frac{2.72x+22.8}{4x-x^2}$

q = $\frac{2.72x+22.8}{10.12x-2.53x^2}$ M ; $\frac{dq}{dx}$= 0 ⇨ x= 1.8m

M = 0.36 q

Tableau III.24.les résultats.

M_u(KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Sens « x »		Sens « y »	
4.19	3.04	Mt,u (KN.m)	4.19	Mt,u (KN.m)	4.19
		Ma,u (KN.m)	4.19	Ma,u (KN.m)	2.095
		$M_{t,ser}$ (KN.m)	3.04	$M_{t,ser}$ (KN.m)	3.05
		$M_{a,ser}$ (KN.m)	3.04	$M_{a,ser}$ (KN.m)	1.52

III.3.2.e. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Tableau.III.25.Les données

Beton	f_{c28} =25 MPa	f_{t28} =2.1 MPa	$\sigma_{b\ adm}$ = 14.2	γ_b= 1.5
	b= 100 cm	h= 15 cm	c = c'= 2.cm	
	dx = 12.5		dy =11.5	
Acier	FeE400	fe = 400 MPa	$\sigma_{s\ adm}$=348MPa	γ_s= 1.15

Hauteur utile :

d_x= 15-2-$\frac{1}{2}$ = 12.5 cm

dy = 12.5- $\frac{1-1}{2}$ = 11.5 cm

On a $\frac{lx}{ly}=\frac{3.8}{4}$= 0.95 ; 0.4≤0.95 ≤1 donc la dalle travaille suivant deux directions.

Tableau.III.26.Ferraillage de la dalle pleine.

		M_u(KN.m)	μ	μ<$μ_l$	β	A (cm²)	A adopté
x-x	Travée	4.19	0.019	c.v	0.990	0.973	4HA10
	Appuis	4.19	0.019	c.v	0.990	0.973	4HA10
y-y	Travée	4.19	0.022	c.v	0.989	1.059	4HA10
	Appuis	2.095	0.011	c.v	0.994	0.527	4HA10

- **Condition de non fragilité :** [CBA93 .article.B.6.4]

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15x\ 100}{1000}$

Tableau III.27.vérification de section d'acier de dalle pleine

		A ($cm^{2)}$	A_{min}	A≥A_{min}
x-x	Travée	3.14	1.5	c.v
	Appuis	3.14	1.5	c.v
y-y	Travée	3.14	1.5	c.v
	Appuis	3.14	1.5	c.v

- **Condition d'espacement :**

S_t≤St_{adm} = Min [3h=45 cm, 33cm]=33cm.

Tableau III.28. Vérification de l'espacement.

	Sens (x-x)		Sens (y-y)		S_t≤St_{adm}
	S_t(cm)	St_{adm}(cm)	S_t(cm)	St_{adm}(cm)	
En travée	25	33	25	33	Oui
E appuis	25	33	25	33	Oui

- **Vérification de l'effort tranchant :** [CBA 93 article A.5.1.1]

On doit vérifier que :

$\tau_{u,x} = \frac{Vu,x}{b.d} \leq \tau_{u,adm} = 0.07\frac{fc28}{1.5}$

avec $V_{u,x} = \frac{P.Lx.Ly}{2Ly+Lx}$ et $V_{u,y} = \frac{P.Lx.Ly}{3Ly}$

Tableau III.29. vérification de l'effort tranchant

	Vu (KN)	τ_u(MPa)	$\tau_{u,adm}$(MPa)	$\tau_u \leq \tau_{u,adm}$
Sens (x-x)	14.98	0.119	1.17	Oui
Sens (y-y)	14.73	0.128	1.17	Oui

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification à l'état limite de service:**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les résultats sont ordonnes dans le tableau suivant:

Tableau III.30.vérification à l'E.L.S

		Mser (KN.m)	As (cm^2)	Y (cm)	IG (cm4)	K	σ_b	σ_{badm}	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$
Sens (x-x)	En travée	3.04	3.14	3	5096.63	0.06	1.5	15	Oui
	En appuis								
Sens (y-y)	En travée	3.04	3.14	2.85	4295.77	0.071	2.01	15	Oui
	En appuis					0.35	1.01		

- **Vérification préliminaires de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

Sens (x-x) :

- $\frac{h}{Lx}$ = 0.039 ≥ $\frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35}$ = 0.037 à 0.028 (CV)

- $\frac{h}{Lx}$ = 0.039≥ $\frac{Mt}{20.Mx}$= 0.05 (CNV)
- $\frac{A}{b.d}$ = 0.002 ≤ $\frac{2}{fe}$ = 0.005 (CV)

Sens (y-y) :

- $\frac{h}{Ly}$= 0.037≥ $\frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35}$ = 0.037 à 0.028 (CV)
- $\frac{h}{Ly}$ = 0.037≥ $\frac{Mt}{20.Mx}$= 0.05 (CNV)
- $\frac{A}{b.d}$ = 0.002 ≤ $\frac{2}{fe}$ = 0.005 (CV)

Il y a une de ces conditions n'est pas vérifier, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

Tableau III.31. calcul de la flèche de la dalle pleine

A_s (cm2)	M (KN.m)	ρ	β	σ_s	λ_i	λ_v	μ
3.14	3.04	2.5 x 10^{-3}	0.993	78	8.4	3.36	0
y_G (cm)	I (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i	f_v	Δf	$\bar{f}$
7.89							

$\Delta f < \bar{f}$ (cv)

III.3.3.Etude de la dalle machine :

III.3.3.a. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement importantpar rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.3.3.b. Prédimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine

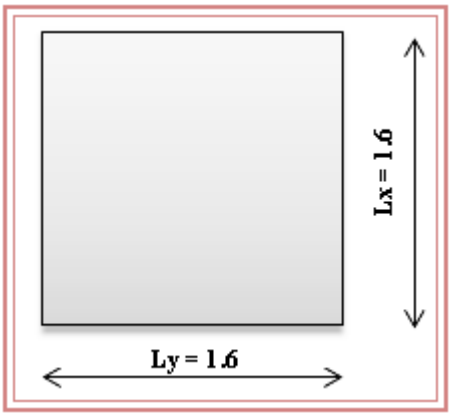


Figure III.24. dimension de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier:

- ***Résistance à la flexion :***

$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \Rightarrow \frac{160}{35} \leq e \leq \frac{160}{30} \Rightarrow 4.57 \leq e \leq 5.33$

- ***Condition de l'E.N.A :***

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm.

III.3.3.c. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitations :

1.Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle : 0,25 x 25 = 6,25 KN/m2.
- Poids de la machine supportée
- q : est le chargement de la dalle donne par l'entreprise nationale des ascenseurs sousforme de charges concentrées

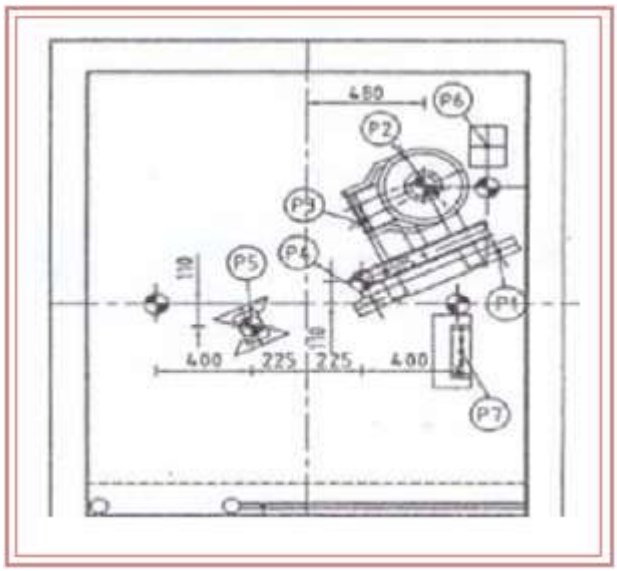


Figure III.25.Poids appliqués sur la dalle machine.

Tableau III.32.Poids de la machine.

P (KN)						
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5 7**	**P6**	**P7**
4,5	3,5	7	9	12,5	10	2,3

q= $\frac{\sum p_i}{S}$= 10.99KN / m^2.

Gt=6,25 + 10,99 = 17,24 KN/m^2

2.Charges d'exploitations :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasseinaccessible de l'ordre de : Q=5kN/m^2

III.3.3.d. Détermination des charges de la dalle:

Tableau III.33.Détermination des charges de la dalle

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_U (kN/m²)	P_{Ser}(kN/m²)
17,24	5	30,77	22.24

III.3.3.e. Calcul des sollicitations :

On a :$\rho=\frac{lx}{ly}=\frac{1.6}{1.6}$ = 1donc la dalle travaille suivant deux directions.

Le calcul ce feras par la méthode des lignes de rupture.

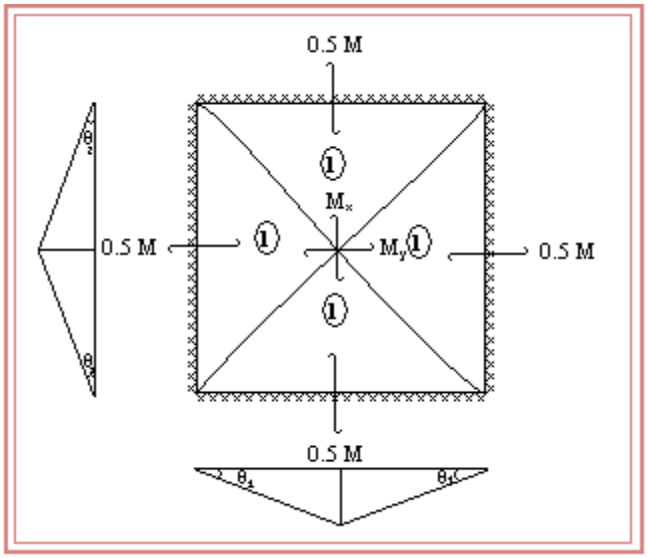


Figure III.26.Dalle reposant sur 4 appuis.

- **Travail externe :**

  $T_{ext} = 4T^1_{ext}$

$T_{ext}= 4\ qS_1\frac{f}{3} = 4\ (1.6x16)\ q\frac{f}{3}$

$T_{ext}= 0.85\ q\ f.$

- **Travail interne :**

$T_{int}= 4\ T^1_{int}$ avec $T^1_{int} = 0.5M\ (1.6)\ \frac{f}{0.8} + M\ (1.6)\frac{f}{0.8}$

$T_{int} = 12\ M\ f.$

- **Principe du travail virtuel :**

Travail externe = Travail interne **: (Σ Text= Σ Tint)**

0.85 q f = 12 M f

M = 0.071 q

Tableau III.34.les résultats

M_u(KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Sens « x »		Sens « y »	
2.18	1.58	Mt,u (KN.m)	2.18	Mt,u (KN.m)	2.18
		Ma,u (KN.m)	1.09	Ma,u (KN.m)	1.09
		$M_{t,ser}$ (KN.m)	1.58	$M_{t,ser}$ (KN.m)	1.58
		$M_{a,ser}$ (KN.m)	0.79	$M_{a,ser}$ (KN.m)	0.79

III.3.3.f. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Tableau III.35.les données

Beton	f_{c28} =25 MPa	f_{t28} =2.1 MPa	$\sigma_{b\ adm}$ = 14.2	γ_b= 1.5
	b= 100 cm	h= 15 cm	c = c'= 2.cm	
	dx = 12.5		dy =11.5	
Acier	FeE400	fe = 400 MPa	$\sigma_{s\ adm}$=348MPa	γ_s= 1.15

Hauteur utile :

d_x= 25-2-$\frac{1}{2}$ = 22.5 cm

dy = 22.5- $\frac{1-1}{2}$ = 21.5 cm

TableauIII.36. Ferraillage de la dalle pleine.

		M_u(KN.m)	μ	$\mu<\mu_l$	β	A (cm²)	$A_{adopté}$
x-x	Travée	2.18	0.003	Oui	0.998	0.28	4HA10
	Appuis	1.09	0.001	Oui	0.999	0.14	4HA10
y-y	Travée	2.18	0.003	Oui	0.998	0.29	4HA10
	Appuis	1.09	0.001	Oui	0.999	0.15	4HA10

- **Condition de non fragilité :**[CBA93 .article.B.6.4]

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{256}{1000} = 2.56$

Tableau III.37. vérification de section d'acier de dalle pleine

		A ($cm^{2)}$	A_{min}	$A \geq A_{min}$
x-x	Travée	3.14	2.56	c.v
	Appuis	3.14	2.56	c.v
y-y	Travée	3.14	2.56	c.v
	Appuis	3.14	2.56	c.v

- **Condition d'espacement :**

$S_t \leq St_{adm}$ = Min [3h=45 cm, 33cm]=33cm.

Tableau III.38. Vérification de l'espacement.

	Sens (x-x)		Sens (y-y)		$S_t \leq St_{adm}$
	S_t(cm)	St_{adm}(cm)	S_t(cm)	St_{adm}(cm)	
En travée	25	33	25	33	Oui
E appuis	25	33	25	33	Oui

- **Vérification de l'effort tranchant :**[CBA 93 article A.5.1.1]

On doit vérifier que :

$$\tau_{u,x} = \frac{Vu,x}{b.d} \leq \tau_{u,adm} = 0.07\frac{fc28}{1.5}$$

avec $V_{u,x} = \frac{P.Lx.Ly}{2Ly+Lx}$ et $V_{u,y} = \frac{P.Lx.Ly}{3Ly}$

Tableau III.39.vérification de l'effort tranchant

	Vu (KN)	τ_u(MPa)	$\tau_{u,adm}$(MPa)	$\tau_u \leq \tau_{u,adm}$
Sens (x-x)	16.41	0.073	1.17	Oui
Sens (y-y)	16.41	0.076	1.17	Oui

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **vérification à l'état limite de service :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les résultats sont ordonnes dans le tableau suivant:

Tableau III.40.vérification à l'E.L.S

		Mser (KN.m	As (cm^2)	Y (cm)	IG (cm4)	K	σ_b	σ_{badm}	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$
Sens (x-x)	**En travée**	1.58	3.14	4.16	18242.05	**0.009**	**0.04**	**15**	**Oui**
	En appuis	0.79	3.14	4.16	18242.05	**0.009**	**0.04**		
Sens (y-y)	**En travée**	1.58	3.14	**4.05**	**14563.5**	**0.011**	**0.044**	**15**	**Oui**
	En appuis	0.79	3.14	**4.05**	**14563.5**	**0.011**	**0.044**		

- **Vérification préliminaires de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

Sens (x-x) :

- $\frac{h}{Lx}$ =0.156≥ $\frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35}$ = 0.037 à 0.028 (CV)
- $\frac{h}{Lx}$ =0.156≥ $\frac{Mt}{20.Mx}$= 0.05(CV)
- $\frac{A}{b.d}$ =0.002≤ $\frac{2}{fe}$ = 0.005 (CV)

Sens (y-y) :

- $\frac{h}{Ly}$=0.156≥ $\frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35}$ = 0.037 à 0.028 (CV)
- $\frac{h}{Ly}$= 0.156≥ $\frac{Mt}{20.Mx}$= 0.05 (CV)
- $\frac{A}{b.d}$ =0.003≤ $\frac{2}{fe}$ = 0.005 (CV)

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

- ***Vérification de non poinçonnement :***

$Qu \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.
Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement.

Qu= 125 KN ,γb= 1.5 , $f$cj= 25 MPa , h = 25 cm.

Uc = 2(u + v)
u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

Qu= 125 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =187.5 KN…… (c.v)

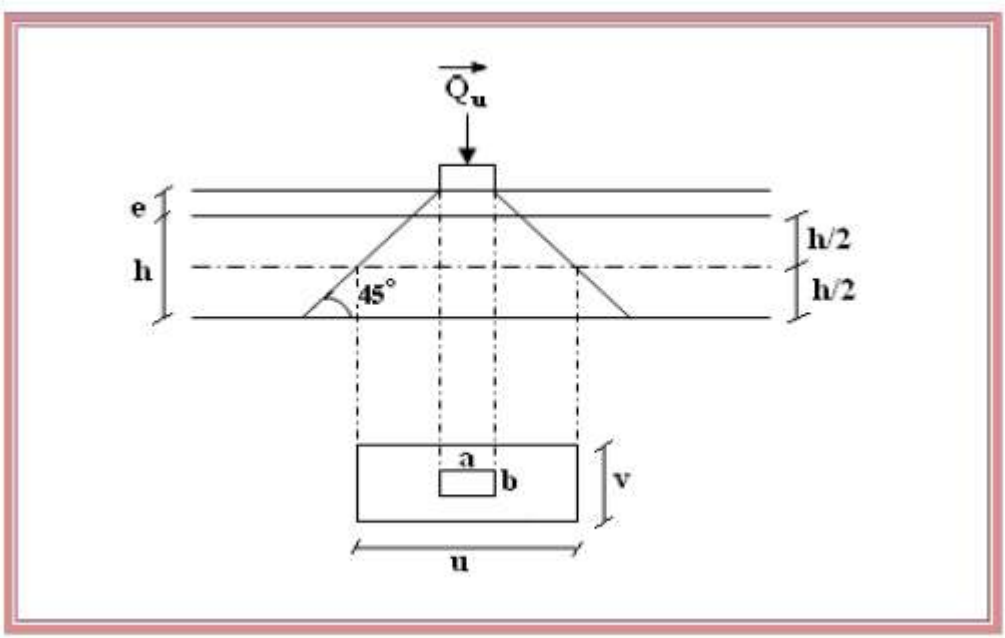


Figure III.27.Vérification de non poinçonnement.

III.4.ESCALIER :

III.4.1.Introduction :

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux, constitue d'une suite de plan horizontaux permettant de passer d'un niveau a un autre d'une construction Il doit donc être ergonomique avec le maximum de confort, de sécurité et d'efficacité, l'aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l'aspect esthétique.

Notre structure comporte un seul type d'escalier : escalier droit à trois volées avec une hauteur constante.

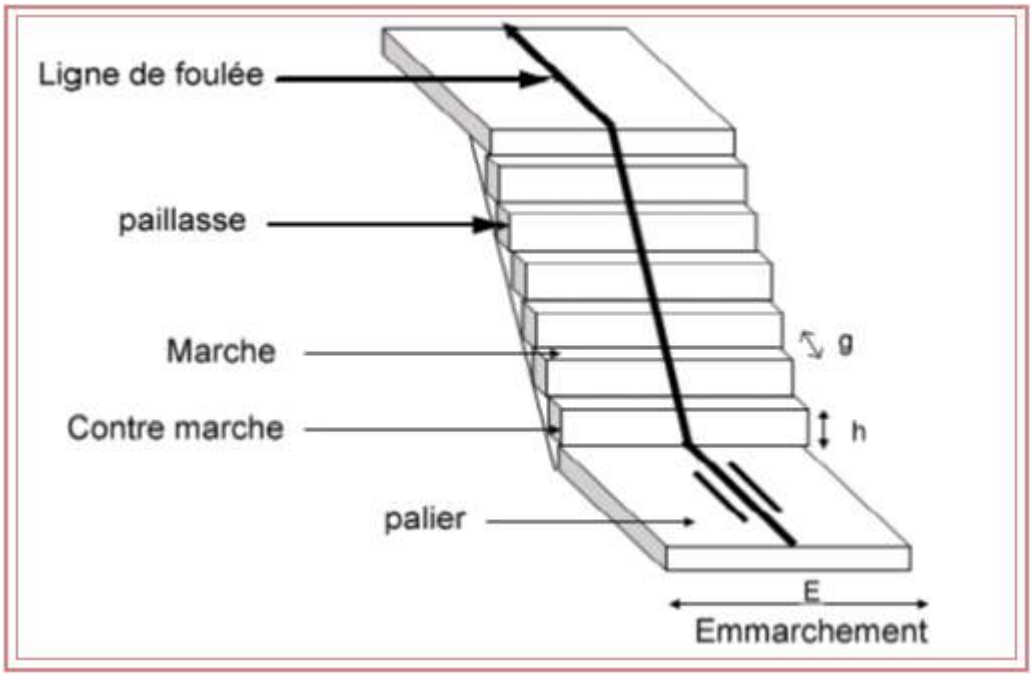


Figure III.28.Représentation d'un escalier.

III.4.2.Prédimentionnement :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 19.
- Nombre de marche égale à 18 marches
- Hauteur d'étage égale à 3,23m.
- Hauteur du palier: H = 1.36m
- Hauteur de la contre marche :$h = \frac{323}{19} = 17cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

60cm ≤ g+ 2h ≤ 64cm. ⇨ g+ 2h =64cm (Condition verifier)

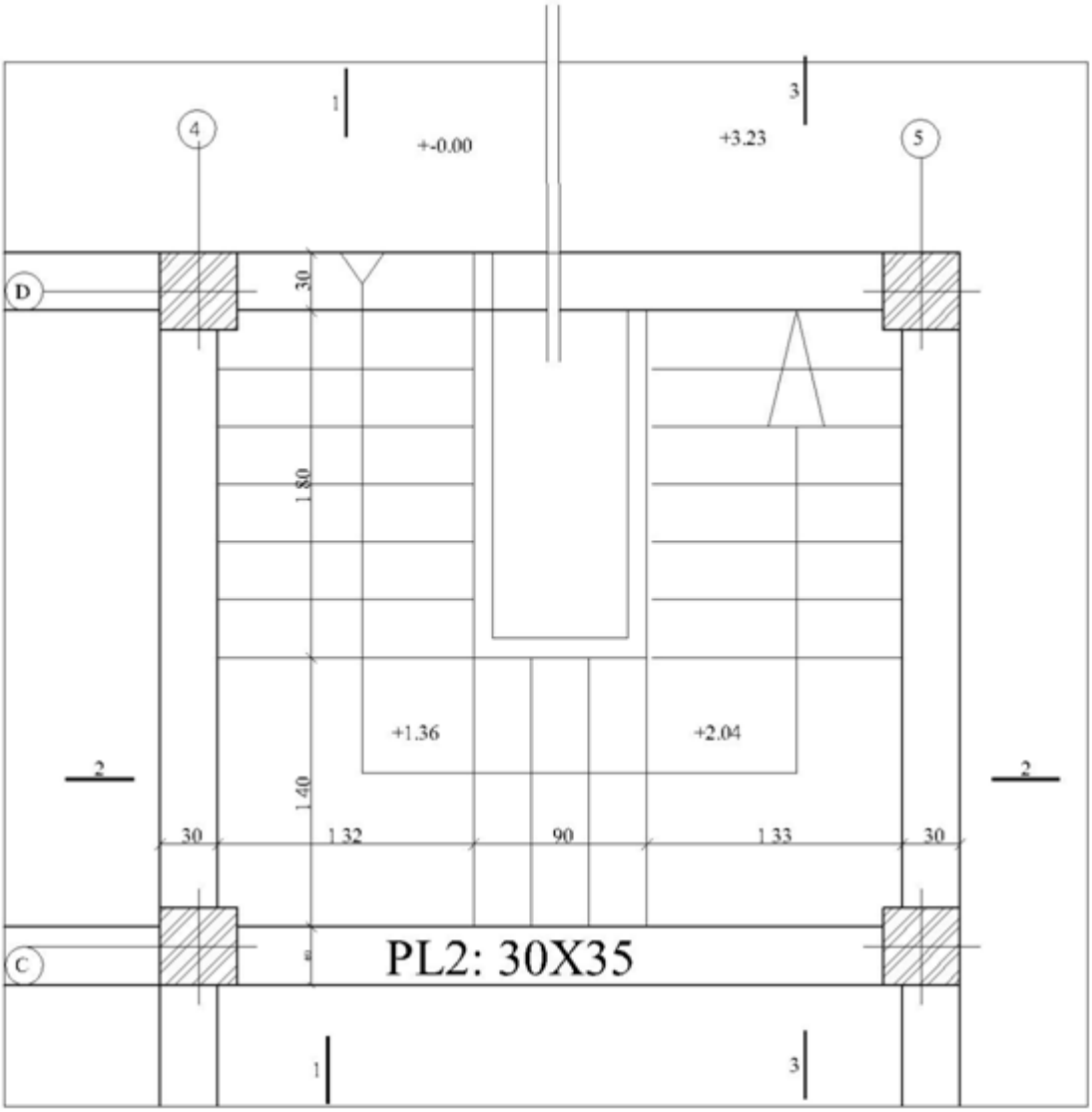


Figure III.29. Plan de coffrage d'escalier.

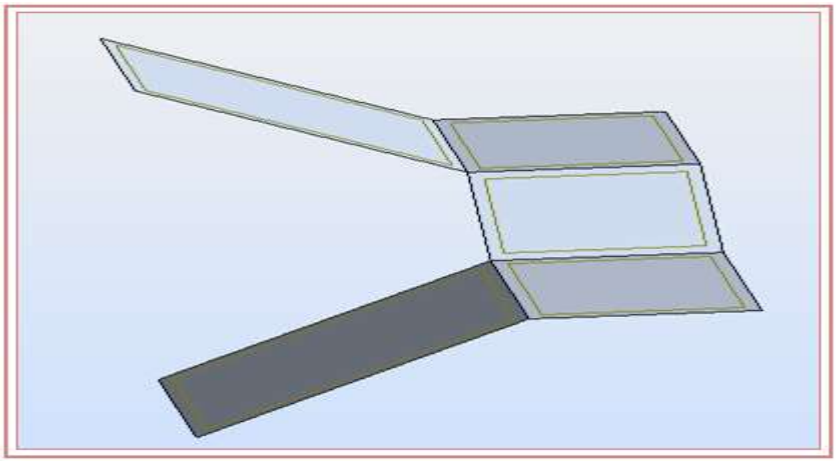
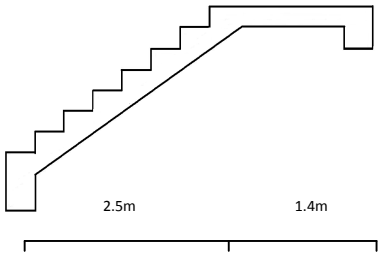
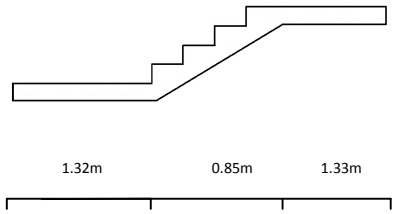
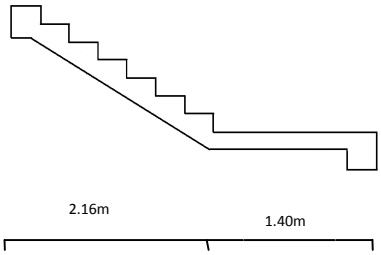


Figure III.30. Modélisation des escaliers dans un fichier ROBOT.

Tableau III.41. prédimensionnement de l'escalier des étages courants

1er volée (coup1-1)	2eme volée (coup3-3)	3eme volée(coup2-2)
		
-H=1.36m -L=2.1m $\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0.65$ $\Rightarrow \alpha = 32.92°$ $L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = 2.50\ m$ L_t=2.5+1,40 = 3.90m	-H=0.68m -L=0.90m- $\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{68}{90} = 0.75$ $\Rightarrow \alpha = 37.03°$ $L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = 0.85\ m$ L_t=0.85+1,32+1.33 = 3.5m	-H=1.19m -L=1,80m $\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0.661$ $\Rightarrow \alpha = 33.47°$ $L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = 2.16\ m$ L_t=1.40+2.16 = 3.56m

❖ **Détermination de l'épaisseur de la dalle :**

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotes, on a :

$$\frac{L_t}{35} \leq e \leq \frac{L_t}{30} \Rightarrow 11.14\ cm \leq e \leq 13\ cm$$

On adopte: e = 12cm

III.4.3.Evaluation des charges et surcharges :

III.4.3.1.Charges permanentes :

Tableau III.42.Charges permanentes de la paillasse.

N	composant	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique 1^{er} volée (KN/m^2)	Poids surfacique 2^{eme} volée (KN/m^2)	Poids surfacique 3^{eme} volée (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44	0.44	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	0.40	0.40
3	Lit de sable	0.3	18	0.54	0.54	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.12/cosα	25	3.57	3.76	3.60
5	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.125	2.125	2.125
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	0.36	0.36
Total				7.435	7.625	7.465

Tableau III.43.Charges permanentes du palier de repo

N	composant	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.12	25	3
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Total				4.74

III.4.3.2.Charges d'exploitations :

Q=2,5 KN/m2

III.4.3.3.Combinaison des charges :

Tableau.III.44.Combinaison des charges

		G	Q	Pu	Pser
1er volée	paillasse	7.435	2.5	13.79	9.94
	palier	4.74	2.5	10.15	7.24
2eme volée	paillasse	7.625	2.5	14.04	10.13
	palier	4.74	2.5	10.15	7.24
3eme volée	paillasse	7.465	2.5	13.20	9.97
	palier	4.74	2.5	10.15	7.24

III.4.3.4.Les sollicitations :

- **A l'ELU :**

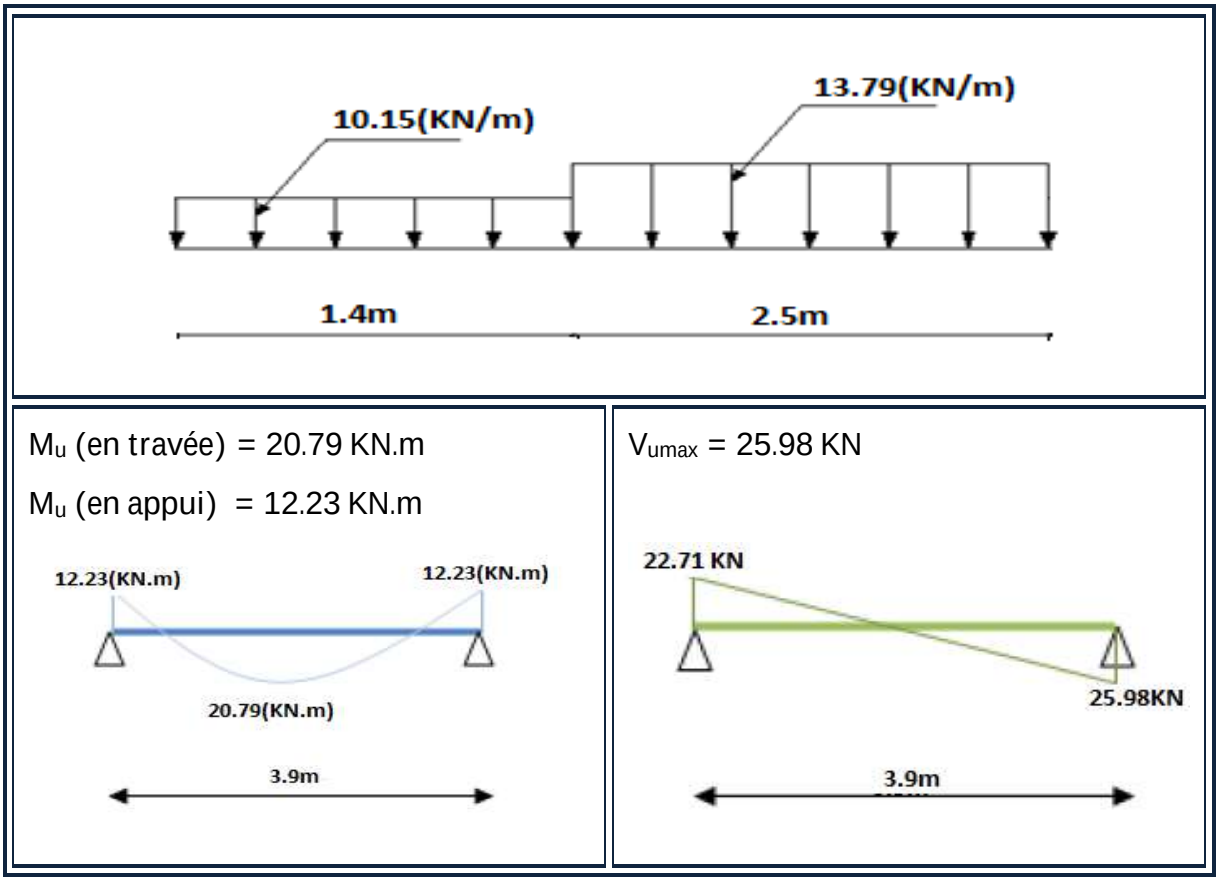
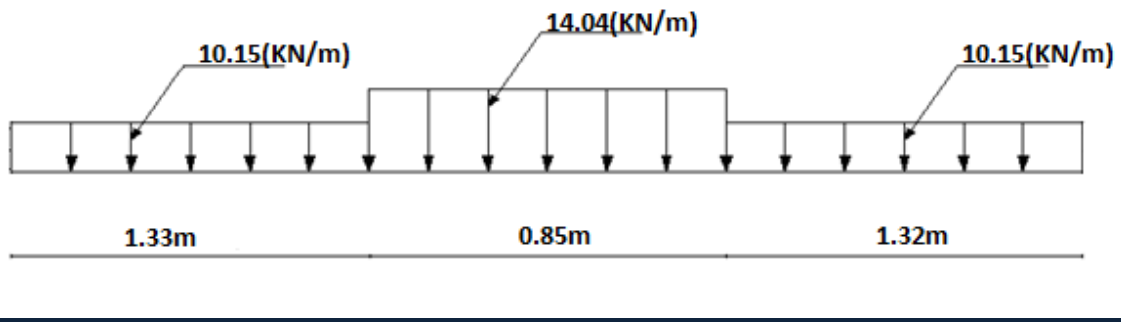
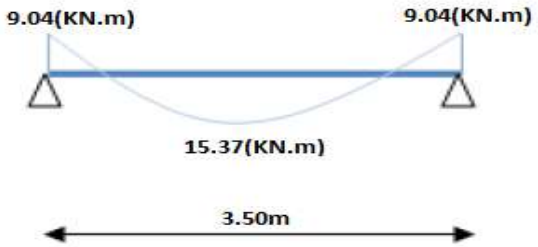


Figure III.31.Diagrammes des moments et des efforts tranchants a l'ELU de 1er volée



M_u (en travée) = 15.37 KN.m

M_u (en appui) = 9.04KN.m



V_{umax} = 19.42 KN

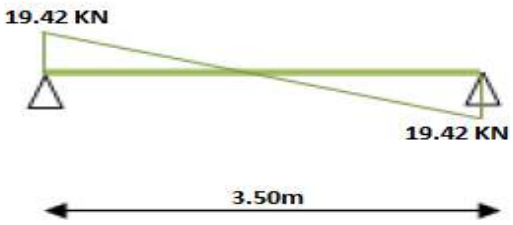
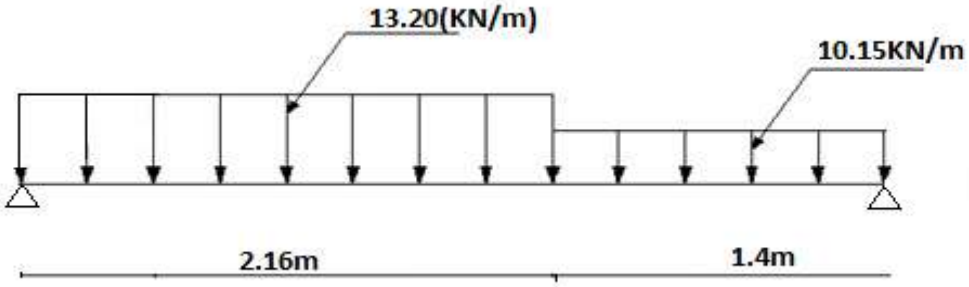
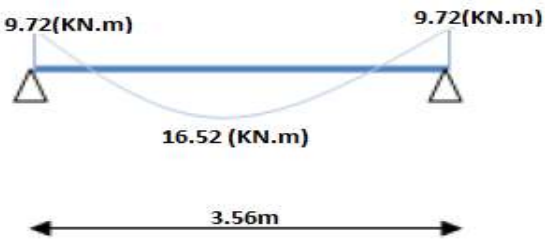


Figure III.32.Diagrammes des moments et des efforts tranchants a l'ELU de 2eme volée



M_u (en travée) = 16.52 KN.m

M_u (en appui) = 9.72 KN.m



V_{umax} = 22.66 KN

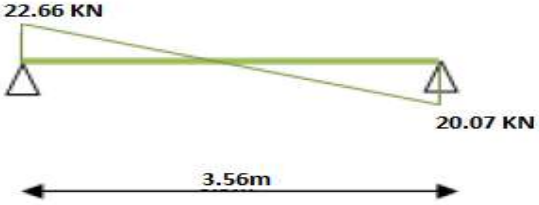


Figure III.33.Diagrammes des moments et des efforts tranchants a l'ELU de 3eme volée

- **A l'ELS :**

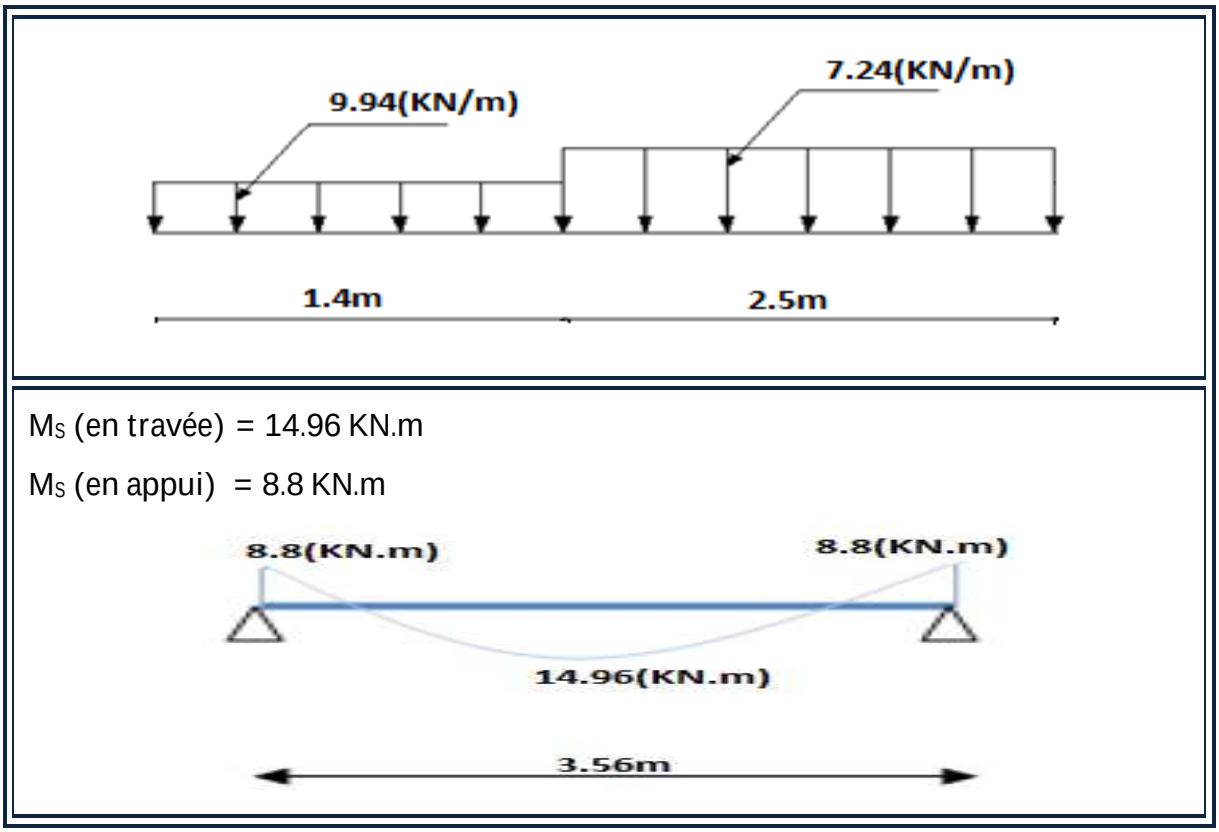


Figure III.34.Diagrammes des moments àl'ELS de 1er volée

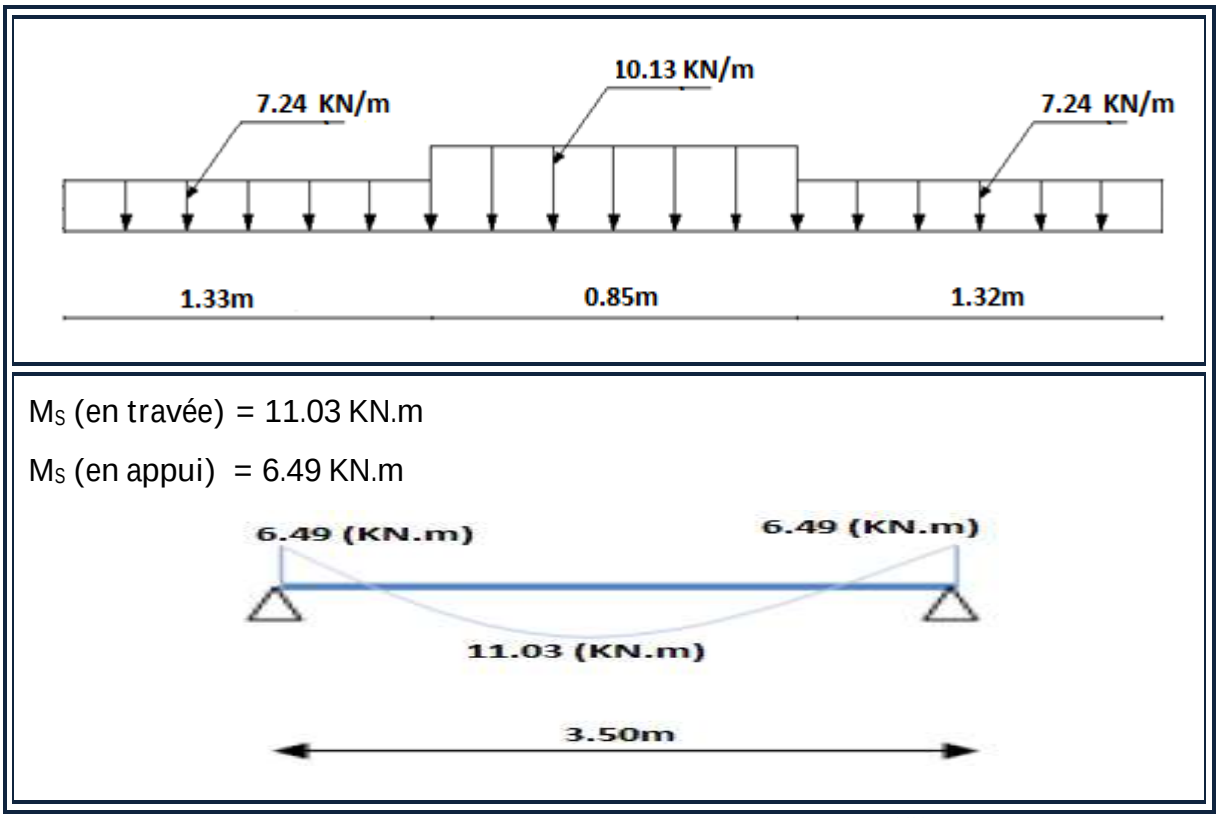


Figure III.35.Diagrammes des moments à l'ELS de 2eme volée

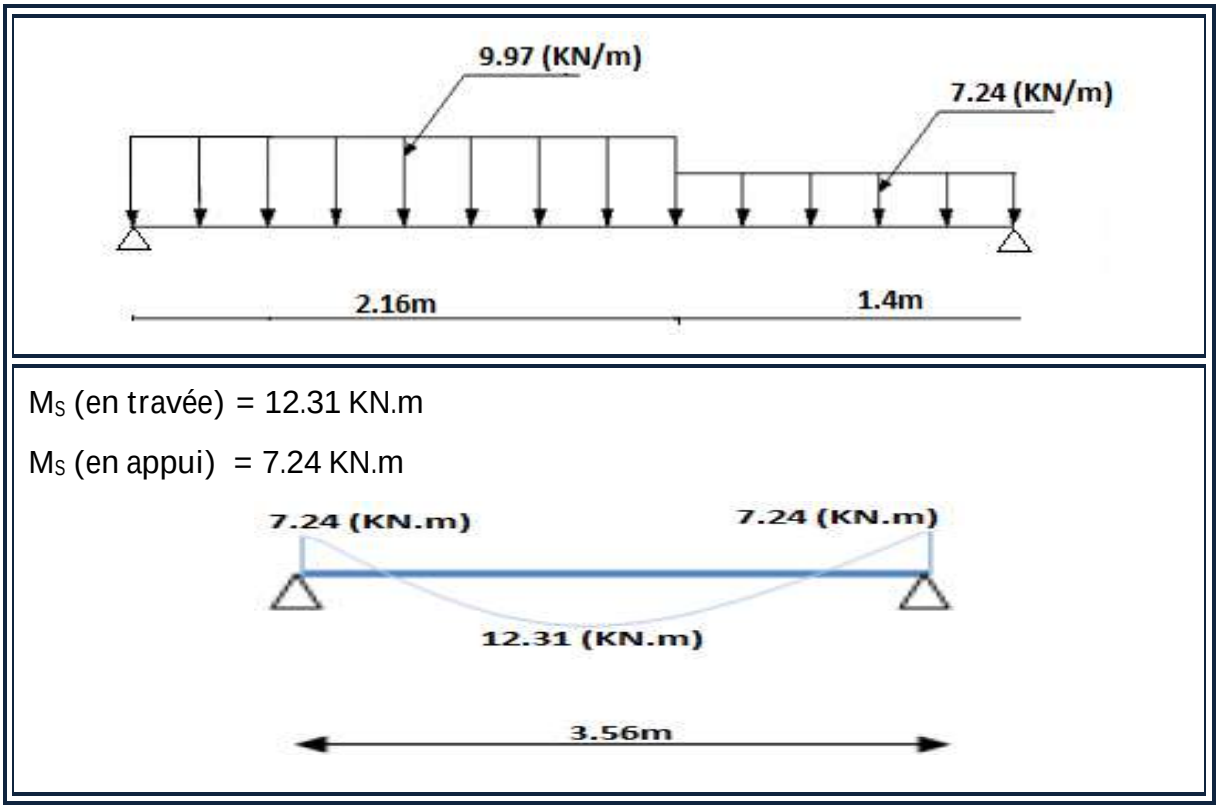


Figure III.36.Diagrammes des moments à l'ELS de 3eme volée

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau.III.45.Récapitulation des efforts.

ELU			ELS	
Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	T_u(KN)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)
12.23	20.79	25.98	7.24	14.96

III.4.3.5.Calcul du ferraillage :

Tableau.III.46.Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 12 cm	d=10 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau.III.47.les Résultats du ferraillage.

A' (cm²)	Mu(KN.m)	μ	β	A (cm²)	A'(cm²)	A adopté (cm²)
En travée	20.79	0.146	0.921	6.49	0	6HA12=6.78
En appuis	12.23	0.086	0.955	3.68	0	2HA12+1HA14=3.8

- **Condition de non fragilité :** [CBA93 .Art B.6.4]

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

En travées : $A = 6.78\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \cdot 12}{1000} = 1.2\ cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 3.8 cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \cdot 12}{1000} = 1.2\ cm^2$ (c.v)

- **Armature de répartition : [**CBA 93 Art A.8.2.4.1 **]**

Tableau III.48. Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69$	4 HA 8 = 2.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.8}{4} = 0.95$	2HA 10 = 1.00 cm²

- **Condition de l'espacement :**

Tableau.III.49.Vérification de l'espacement.

	les armatures longitudinales	S adopté	les armatures de répartitions	S adopté
En travée	St = 16.67 ≤ min[3h=36cm;33cm]=33cm	15	St=25 ≤ min[3h=36cm;33cm]=3cm	25
En appuis	St= 33.33 ≤ min[4h=48cm;40cm]=40cm	30	St=33.33cm ≤ min[4h=48cm;40cm]=40cm	30

– **Vérification de l'effort tranchant :** [CBA Art 5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{25.98\times10^3}{1000\times100} = 0.26\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\,\text{MPa}\ ; 5\text{MPa}\right] = 3.33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.26\ \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible. donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \le \overline{\sigma_b}$

Tableau.III.50.Vérification a l'ELS

	A (cm2)	Mser	Y (cm)	I (cm4)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	Σb	σb ≤ $\overline{\sigma b}$
En Travée	6.78	14.96	9.15	25608.84	15	5.35	CV
Aux appuis	3.8	7.24	5.13	5852.05	15	1.24	CV

- **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{18}{575} = 0.031 \geq \frac{20.79}{20 \times 24.48} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 10} = 0.0067 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

- **Evaluation de la flèche :** (CBA93) [annexe D]

Il faut que : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ où $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$

Tableau.III.51.Résultats de la vérification de la flèche.

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	Λ_i	λ_v
6.78	14.96	0.0067	251.023	0.58	6.312	3.13	1.25
I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
15783.256	6166.65	10064.68	4.71	8.59	3.88	5	oui

III.4.4.La poutre palière :

Dans notre cas nous avons des consoles . Ces consoles se trouvent au niveau de tous les étages supportant la paillasse de chaque escalier, le calcul des efforts tranchants et des moments s'effectue suivant la Résistance des Matériaux

III.4.4.1. Pré-dimensionnement:

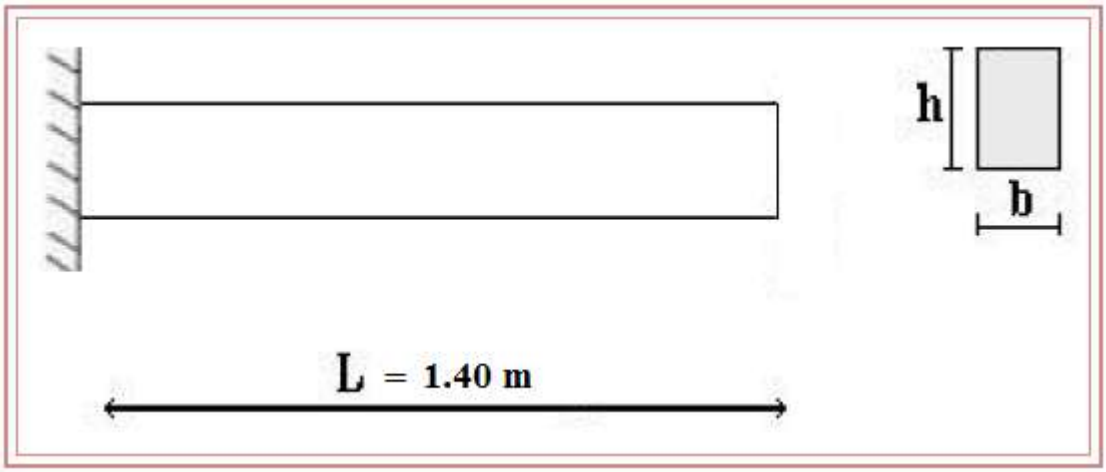


Figure III.37 . Dimensionnement de la poutre palière

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

Le prédimensionnement de la poutre palière est donne par les formules empiriques suivantes:

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7\ h$$

L= 1.4 m → 9.33 cm ≤ h ≤ 14 cm on adopte h = 30 cm.

9 cm ≤ b ≤ 21 cm on adopte b = 20 cm.

- **Vérification selon le RPA99 :**

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 :

$h \geq 30cm$, $b \geq 20$ cm, $h/b \leq 4$, $b_{max} \leq 1.5+b1$ [RPA99 version 2003 Art 7.5.1]

- **Vérification de la flèches :**

h/l = 0.09 < 1/16=0.0625 (CV)

III.4.4.2.détermination des charges :

Poids propre de la poutre: $Gpoutre$=0.3 ×0.2×25=1.5 kN/ml

Poids du mur double cloison :mur=2.52 ×2.46=6.20 kN/ml

Charge de réaction: Ru=25.98 K , R_{ser}=18.70KN

$$q_u = 1.35 \times (1.5 + 6.20) + 25.98 = 36.37\,KN/m$$
$$q_{ser} = (1.5 + 6.20) + 18.70 = 26.4\,KN/m$$

III.4.4.3.Calcul des sollicitations :

La poutre palière est encastrée dans une seule extrémité ; le calcul se fera pour une console

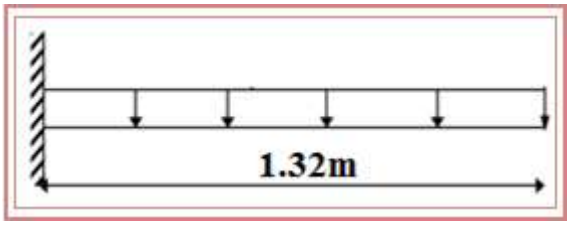


Figure III.38. chargement de la poutre palière

$$M = -\frac{qL^2}{2} \quad ; \quad T = -qL$$

Tableau III.52. les moments et les efforts tranchants

	ELU	ELS
M_A (KN.m)	**31.68**	**23.0**
T_A (KN)	**48.00**	

III.4.4.4.Calcul du ferraillage :

Tableau.III.53.Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b =20 cm	h= 30 cm	d=27.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau.III.54.les Résultats du ferraillage.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
En appuis	**31.68**	**0.147**	**0.919**	**3.6**	**0**	**4HA12=4.52**

- **Condition de non fragilité :** [CBA93 .Art B.6.4]

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

$$A = 4.52cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 20}{1000} = 0.6cm^2(CV)$$

Les armatures de répartition : [CBA 93 Art A.8.2.4.1 **]**

- $A_{rep} \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \ cm^2$

choix des barres : A_{rep} =4HA10=3.14cm²

- **Vérification de l'effort tranchant** :

on doit vérifier $\tau_u \geq \overline{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{48 \times 10^3}{200 \times 275} = 0.87\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa} \ ; 5\text{MPa}\right] = 3.33 \ \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.87\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \ \text{MPa}$ (c.v)

- **Les armatures transversales :**

choix du diamètre □t :

$$\Phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = 8mm$$

On prend $\Phi_t = 8mm$

$$A_t = n_t a_t ; a_t = \frac{\pi \Phi_t{}^2}{4} = \frac{\pi 8^2}{4} = 50.26 mm^2$$

A_t= **4HA8** =2.01cm²

- **Calcul de l'espacement S_t :**

$$S_t \le \frac{0.9 f_e A_t}{\gamma_s b(\tau_u - 0.3 f_{tj})} \Rightarrow S_t \le$$

- **Selon CBA93**

St = Min[0,9d;40 cm]= 24.75 cm

- **Selon RPA 99**

$St \le [h/4;12ø1;30]=[7.5;9.6;30]$ …… (Zone nodale)

$St \le$h/2=15cm …… (Zone courante)

On adopte les valeurs suivantes :

$St = 7\ cm$ (Zone nodale)

$St = 15\ cm$ (Zone courante)

On doit vérifier :

$$S_t \le \frac{f_e A_t . \gamma_S}{b \tau_u - 0.3 f_{tj}} \Rightarrow S_t \le \frac{1.15 \times 235 \times 201}{200 \times 0.87 - 0.3 \times 2.1} = 31.4 cm$$

- **Section minimale d'armatures transversales :**

Zone nodal : $A_t \ge \frac{0.4.b.S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 200 \times 70}{235} = 2.4 cm^2 \rightarrow C.V$

Zone courante **:** $A_t \ge \frac{0.4.b.S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 200 \times 150}{235} = 5.1 cm^2 \rightarrow C.V$

Vérification à l'ELS :

- La fissuration est considérée comme peu nuisible

Tableau.III.55.Vérification a l'ELS

	A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En appuis	4.52	23.0	10	2083042	11	15	C.V

CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a ferraillé les différents éléments non structuraux, on a vue que même si ces éléments ne sont pas structuraux mais présentes quelques difficultés de calcul

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.INTRODUCTION:

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme, la structure subira à des déformations et des déplacements qui resteront dans le domaine limite possible.

IV.2.OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

Le but de ce chapitre consiste à l'étude du comportement de la structure sous l'effet des charges dynamiques.

L'étude dynamique sera menée automatiquement suivant la méthode d'analyse modale spectrale moyennement du logiciel de calcul « ROBOTBAT2010 »

IV.3 PRESENTATION DE LOGICIEL « ROBOTBAT2010 » :

Ce programme procède à deux options d'analyse, statique et dynamique elles peuvent être active simultanément, ceci nécessite u, fichier de données qui doit être élaboré sur la base d'un modèle mathématique représentant le comportement du système étudier.

La présentation du fichier implique les étapes suivantes :

- Description géométrique de la structure
- Description des matériaux et des propriétés des sections des éléments résistants
- Introduction des combinaisons des charges pour obtenir la repense de la structure

IV.4.CHOIX DE LA METHODE DE CALCULE :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.

- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La régularité en plan de notre structure n'est pas vérifiée, la méthode de calcul choisie est la méthode d'analyse modale spectrale.

Toutefois, la méthode statique équivalente sera utilisée uniquement pour la vérification de la condition du « RPA99 version 2003 » :

$$V \text{ (dynamique)} > 80\% \ V \text{ (statique)}$$

IV.4.1.Méthode dynamique modale spectrale :

A. Principe :

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

B. Spectre de réponse de calcul

Le mouvement sismique est parfaitement définis si l'on connaitre en tous points les trois composantes (accélération, vitesse et déplacement) suivant deux directions horizontal , et une direction verticale

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

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

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a « zone sismique IIb », « groupe d'usage 2 »

➔ **A= 0.15**[RPA : Tab.4.1].

❖ **Facteur de correction d'amortissement η:**

Donné par la formule :$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$

Avec :

ξ: Pourcentage d'amortissement critique (ξ = 7%) [RPA : Tab.4.2]

➔ **η= 0,882**

❖ **Facteur de qualité** Q :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$Q = 1+\sum Pq$

Tableau IV.1. détermination du facteur de qualité

Critère	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0	Non	0
2. Redondance en plan	Oui	0.05	Oui	0.05
3. Régularité en plan	Oui	0.05	Oui	0.05
4. Régularité en évaluation	Oui	0.05	Oui	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.05	Oui	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.1	Oui	0.1

➔ **Q_x=1+ 0.3= 1,3 ; Q_y= 1+ 0,3=1,3**

❖ **Coefficient de comportement de la structure R :**

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99 version 2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

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

➔ **R= 5 .**

❖ **Période caractéristiqueT1, T2 :**

Période caractéristique associées à la catégorie de site 3 [RPA: Tab .4.7]

T_1 = 0.15s

T_2 = 0.5s

❖ **Coefficient de pondération β :**

Ce coefficient est en fonction de la nature et de la durée de la charge *d'exploitation.*

➔ β = 0,20 *[RPA : Tab.4.5]*

Vérification de la participation massique :[RPA99 version2003, Art 4.3.4.]

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

-Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas ou les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20s$.

Ou N et le nombre de niveaux au dessus du sol et T_K la période du mode K.

IV.5.CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE ET MASSIQUE DE LA STRUCTURE :

IV.5.1. Centre de masse :

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme).

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\Sigma Wi \times Xi}{\Sigma Wi} \quad ; \quad Y_G = \frac{\Sigma Wi \times Yi}{\Sigma Wi}$$

Avec :

- W_i : le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- X_i et Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.5.2. Centre de torsion :

Le centre de rigidité est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participent dans la rigidité, tel que :

- toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc

De l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement a la force et sans rotation.

- tout moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même
Sens que le moment et sans translation.
Le centre de torsion est repère dans le même système d'axe choisi, il est défini

Par la formule suivante :

$$X_T = \frac{\Sigma IyGi \times Xi}{IyGi} \quad ; \quad Y_T = \frac{\Sigma IxGi \times Yi}{IxGi}$$

Avec :

$I_{XG\,i}$, $I_{YG\,i}$ l'inertie suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).

X_i, Y_i les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

X_T ,$Y_T$les coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère globale.

Note :

Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus . les efforts extérieurs ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsqu'ily a une excentricité entre elles il y a des mouvements de translations et rotations.

IV.5.3. Excentricités :

1- Excentricité théorique (statique) :

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

$$Ex = |X_T - X_G| ; E_y = |Y_T - Y_G|$$

2- Excentricités accidentelles (additionnelles) : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

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

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

- excentricité théorique résultant des plans

$$Ex = 0.05\ L_x \quad ; \quad E_y = 0.05\ L_y$$

IV.6.ETUDE DE LA STRUCTURE :

- **1 er modèle *:***

Structure poteaux –poutres avec des voiles

Périphérique dans le sous-sol, les résultats obtenus

sont résumés dans les tableaux suivants :

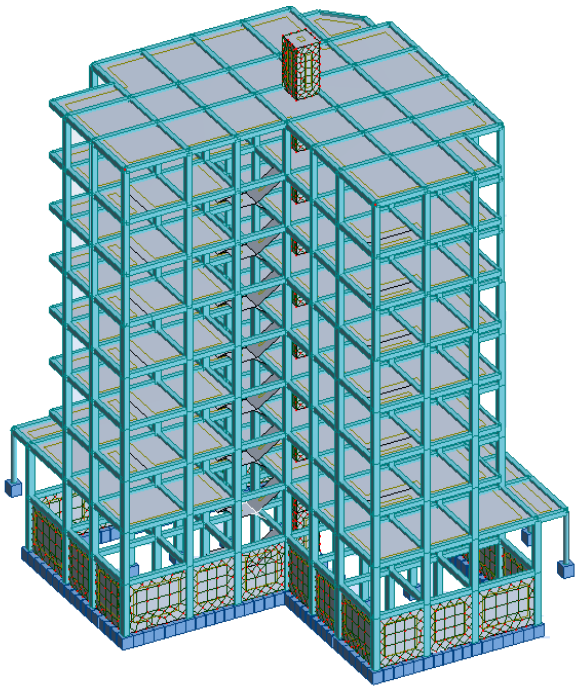


Tableau IV.2.Récapitulation des résultats du 1er modèle.(structure sans voiles)

Niveau	W (kg)	X_M (m)	Y_M (m)	X_C (m)	Y_C (m)	e_x (m)	e_y (m)
Ss-sol	479823,69	9.38	12.54	10.77	10.85	1,39	1,69
RDC	375438,95	8.92	13.02	8.73	13.17	0,19	0,14
1er	320357,62	9.44	12.52	8.99	12.76	0,44	0,24
2eme	320357,62	9.44	12.54	8.99	12.76	0,44	0,22
3eme	320357,62	9.44	12.52	8.99	12.76	0,44	0,24
4eme	320357,62	9.44	12.54	8.99	12.76	0,44	0,22
5eme	309147,44	9.43	12.53	8.84	12.92	0,58	0,39
6eme	306194,27	9.44	12.55	8.84	12.92	0,59	0,37
7eme	318419,60	9.42	12.45	8.84	12.92	0,58	0,46

Tableau IV.3.Périodes et coefficients de participation massique (1er modèle).

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	1,23	0,03	69,88	0,00
2	1,12	15,31	69,89	0,00
3	1,05	69,96	69,90	0,00
4	0,39	70,06	81,21	0,00
5	0,38	70,99	81,21	0,00
6	0,33	81,48	81,40	0,00
7	0,22	81,57	85,76	0,00
8	0,21	81,73	85,79	0,00
9	0,17	86,48	85,89	0,00

Tableau IV.4. Comportement des trois premiers modes

Modes	Masse modèle UX %	Masse modèle UY %	Masse modèle Rz%	Comportement des modes
1	0,03	69,88	0,00	Translation suivant X
2	15,31	69,89	0,42	Rotation autour Z
3	69,96	69,90	0,12	Rotation autour Z

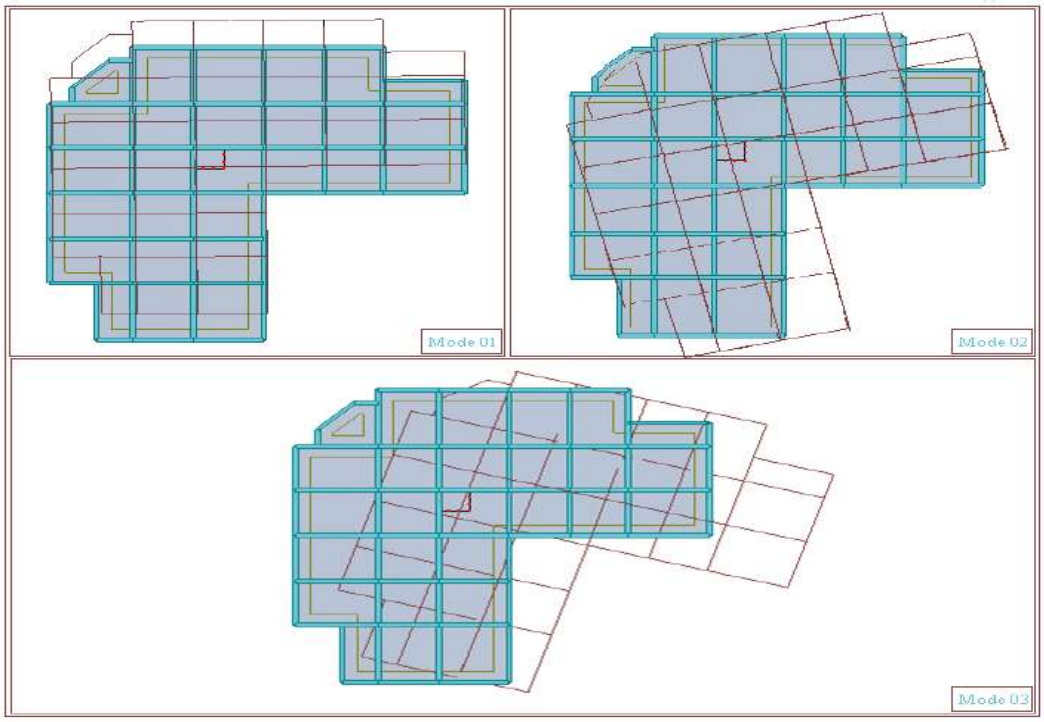


Figure IV.1.Le comportement des trois premiers modes.

La vérification de RPA:

Constatation :

- Le premier mode est un mode de translation pure suivant X.
- Le deuxième mode et troisième sont des modes de rotation autour du Z.

Interprétation :

Les résultats obtenus montrent qu'on a une structure souple, la période fondamentale est supérieur à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

T(RPA) = (T= 0.09 h_N / $\sqrt{D}$)=0,55s

T_1 = **1.23s**>1,30 x 0.53=**0.72s**

Conclusion :

Pour que les conditions sera vérifier et pour avoir un structure plus stable et un peu rigide on doit ajouter des voiles avec différentes dispositions.

- 2éme modèle : Ossature contreventé par des voiles.

Dans ce modèle nous avons introduit des voiles de contreventement, ces derniers sont disposés dans les endroits adéquats, d'un côté pour respecter l'aspect architectural adopté et d'autre côté afin de minimiser la torsion d'axe vertical.

les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

1) disposition des voiles est comme suite :

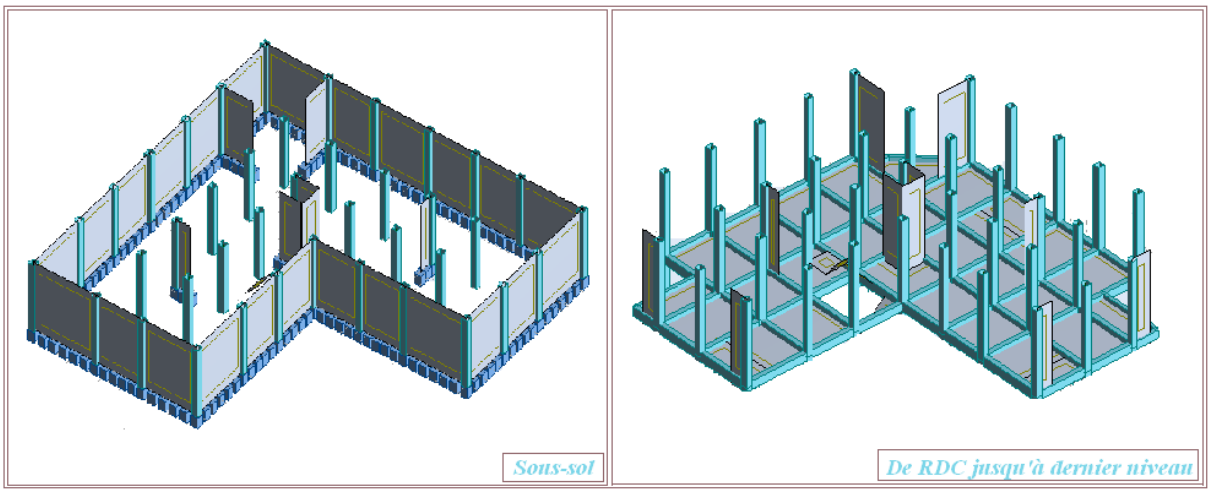


Figure IV.2. Disposition initiale des voiles

Tableau IV.5.Récapitulation des résultats

Modes	Periode (s)	Masse modèle UX %	Masse modèle UY %	Masse modèle Rz%	Comportement des modes
1	1,25	0,01	60,43	0,00	Translation diagonal
2	1,10	58,21	0,02	0,04	Rotation autour Z
3	1,08	2,81	0,01	0,93	Rotation autour Z

Animation pour les 3 premiers modes

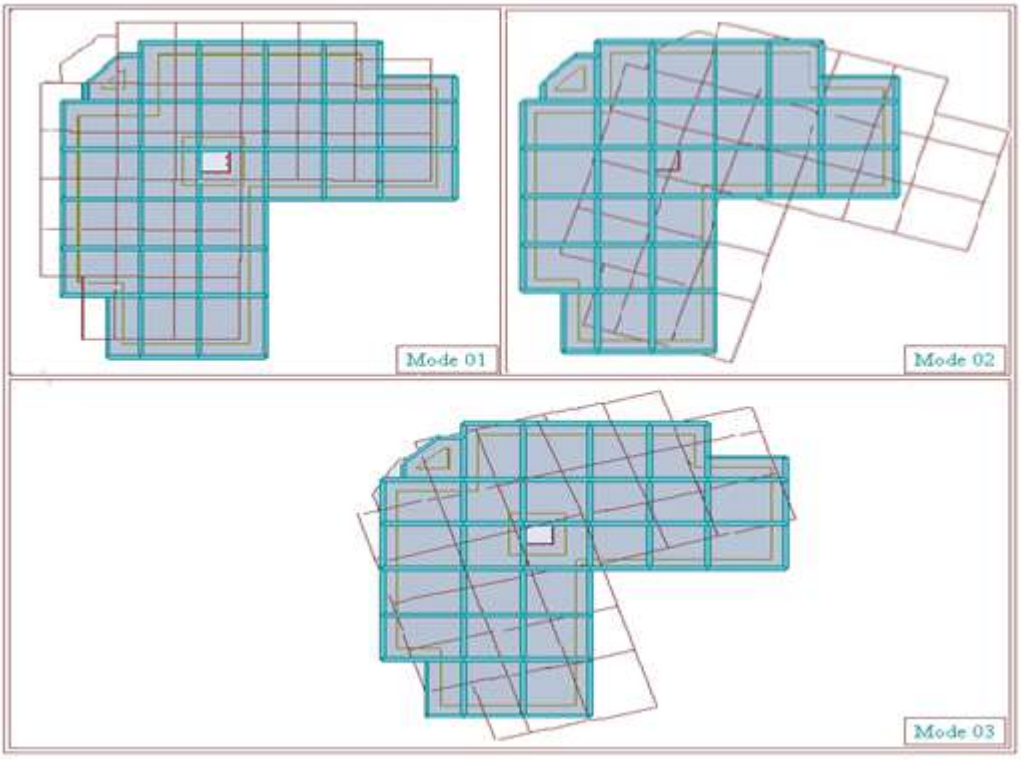


Figure IV.3.Le comportement des trois premiers modes.

On peut dire que cette disposition n'est pas bonne, car notre structure est souple

2) il faudra donc une autre disposition pour stabiliser la structure

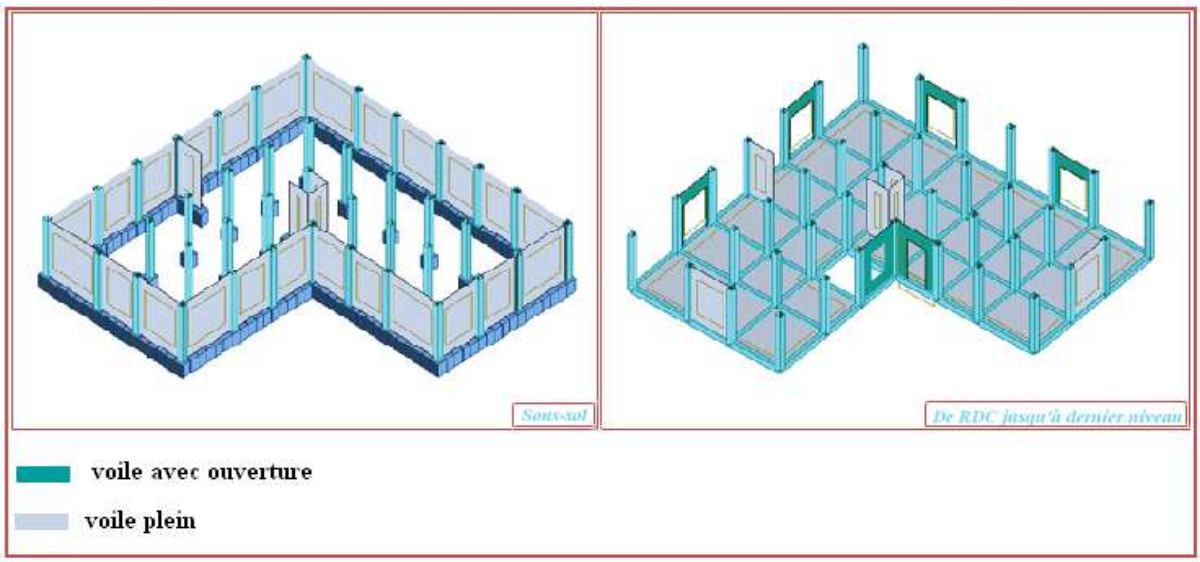


Figure IV.4.Disposition finale des voiles

Tableau IV.6.Coefficient de participation massique

Modes	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens « x »	Sens « y »	Sens « z »
1	0,66	10,35	52,66	0
2	0,58	63,79	63,15	0
3	0,48	63,82	63,20	0
4	0,16	66,18	77,95	0
5	0,15	80,54	80,43	0
6	0,11	80,65	80,50	0
7	0,07	80,65	85,90	0
8	0,07	86,26	85,92	0
9	0,05	86,37	85,92	0
10	0,05	86,38	86,72	0

Tableau IV.7.Le comportement des trois premiers modes

Modes	Masse modèle UX %	Masse modèle UY %	Masse modèle Rz %	Comportement des modes
1	10,35	52,66	0	Translation pure suivant la première diagonale
2	53,45	10,49	0	Translation pure suivant la deuxième diagonale
3	0,03	0,05	0.03	Rotation autour de l'axe Z

Animation pour les 3 premiers modes

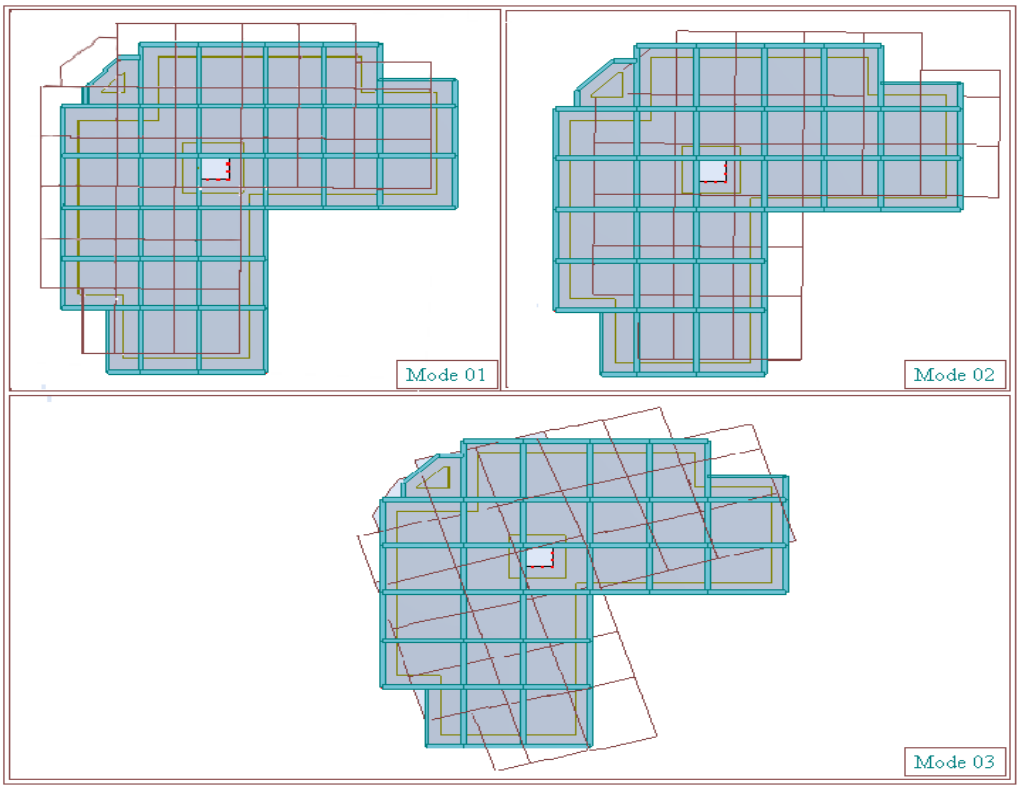


Figure IV.5.Le comportement des trois premiers modes.

IV.6.1. Résultat de l'analyse dynamique :

Tableau IV.8.Calcule du centre de masse

Niveau(m)	Wi (kN)	X_M(m)	Y_M(m)	Wi*Xi	Wi*Yi
Etage 1	2570.91	9.22	12.68	23703.79	32599.14
Etage 2	2312.98	9.23	12.65	26655.80	29259.20
Etage 3	2117.63	9.36	12.58	19821.02	26639.78
Etage 4	2117.63	9.36	12.59	19821.02	26660.96
Etage 5	2117.63	9.36	12.58	19821.02	26639.78
Etage 6	2117.63	9.36	12.59	19821.02	26660.96
Etage 7	2117.63	9.36	12.59	19821.02	26660.96
Etage 8	2088.10	9.38	12.60	19586.38	26310.06
Etage9	2202.42	9.35	12.48	20592.63	27486.20
Etage 10	47.57	8.48	13.52	403.39	643.15

Tableau IV.9.Calcul du centre de torsion

Niveau	I_{Xi}	I_{Yi}	$I_{Yi}*Xi$	$I_{Xi}*Yi$	X_I(m)	Y_I(m)
Etage 1	9808641,01	10182312,33	108441626	106423755	10.65	10.85
Etage 2	8951101,16	9169345,05	84999828	111620231	9.27	12.47
Etage 3	7349997,30	7400426,58	75928376	95917464	10.26	13.05
Etage 4	7259124,00	7400426,46	75928375	94731568	10.26	13.05
Etage 5	7349997,31	7400426,58	75928376	99224964	10.26	13.05
Etage 6	7259124,02	7400426,47	75928375	94731568	10.26	13.05
Etage 7	7349998,02	7400429,91	76002344	96137974	10.27	13.08
Etage 8	7340461,11	7395801,57	75954882	96013231	10.27	13.08
Etage 9	7676411,52	7675436,27	78826730	99102472	10.27	12.91
Etage 10	2061,85	2220,20	18827	14356	8.48	13.52

Tableau IV.10.Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau	X_M(m)	X_I(m)	**Ex Theo (m)**	Y_M(m)	Y_I(m)	**Ey Theo (m)**
Etage 1	9.22	10.65	1,43	12.68	10.85	1,82
Etage 2	9.23	9.27	0,03	12.65	12.47	0,09
Etage 3	9.36	10.26	0,89	12.58	13.05	0,48
Etage 4	9.36	10.26	0,89	12.59	13.05	0,46
Etage 5	9.36	10.26	0,89	12.58	13.05	0,48
Etage 6	9.36	10.26	0,89	12.59	13.05	0,46
Etage 7	9.36	10.27	0,90	12.59	13.08	0,50
Etage 8	9.38	10.27	0,89	12.60	13.08	0,48
Etage 9	9.35	10.27	0,92	12.48	12.91	0,43
Etage 10	8.48	8.48	0,0	13.52	13.52	0,00

Tableau IV.11.Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
Etage 1	22,08	21,75	1,10	1,09
Etage 2	24,08	23,75	1,20	1,19
Etage 3	22,08	21,75	1,10	1,09
Etage 4	22,08	21,75	1,10	1,09
Etage 5	22,08	21,75	1,10	1,09
Etage 6	22,08	21,75	1,10	1,09
Etage 7	22,08	21,75	1,10	1,09
Etage 8	22,08	21,75	1,10	1,09
Etage 9	22,08	21,75	1,10	1,09
Etage 10	1,65	1,55	0,08	0,08

Tableau IV.12.Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau	**$E_{X\ theo}$(m)**	**E_X acc(m)**	**Ex Theo ± Ex acc**	**$E_{y\ theo}$(m)**	**$E_y$acc(m)**	**EyTheo ± Eyacc**
Etage 1	1,43	1,10	2.53	1,82	1,09	2.91
Etage 2	0,03	1,20	1.23	0,09	1,19	0.38
Etage 3	0,89	1,10	1.99	0,48	1,09	1.57
Etage 4	0,89	1,10	1.99	0,46	1,09	1.55
Etage 5	0,89	1,10	1.99	0,48	1,09	1.57
Etage 6	0,89	1,10	1.99	0,46	1,09	1.55
Etage 7	0,90	1,10	2.00	0,50	1,09	1.59
Etage 8	0,89	1,10	1.99	0,48	1,09	1.57
Etage 9	0,92	1,10	2.02	0,43	1,09	1.52
Etage 10	0,0	0,08	0.08	0,00	0,08	0.08

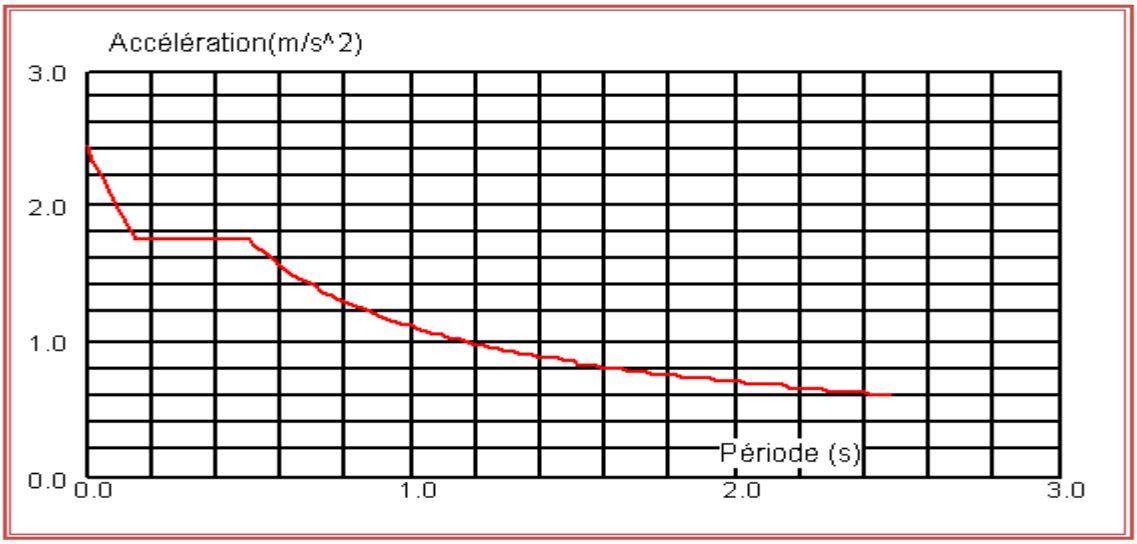


Figure IV.6.Spectre de réponse.

1- Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA99 version 2003Art 4.2.4.4]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$$

D : la dimension du bâtiment mesure a sa base dans la direction de calcul considère.

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$T_x = 0.494s$

$T_y=0.498s$

- **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique a 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 [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6].

Donc il faut vérifier que $\frac{Vt}{V}>0.8$

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

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

$$V_x = \frac{ADxQx}{R}W$$

$$V_y = \frac{A\,Dy\,Qy}{R}W$$

b. Calcul du facteur d'amplification dynamique

Catégorie du site : site meuble (S3) donc $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,15

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2{,}5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3} & T_2 < T < 3s \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3}\,(3/T)^{5/3} & T \ge 3s. \end{cases}$$

T_2 = 0,5s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : h = 7 /(2 +x)

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$[RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

D_x= 2.21s ; D_y= 2.21s

- R : coefficient de comportement global de la structure ; R=5
- Q : facteur de qualité ; Qx =Qy= 1.3
- W : poids total de la structure

$W=\Sigma w_i$ avec **:** $W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$

- **W_{Gi} :** Poids du aux charges permanents est à celles de équipements fixes solidaires de la structure.
- **W_{Qi}** : charge d'exploitation.
  - **β** : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau **4-5** du **RPA99**.

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant **β=0,20**.

Donc à chaque niveau : $W_i=W_{gi}+0,2W_{Qi}$

Tableau IV.13.Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	ΣWi	Vx (kN)	Vy (kN)
0.15	2.21	2.21	5	1.3	1.3	20238,24	1831,156	1831,156

Tableau IV.14.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
X	1831,156	1653.75	1464.92	C.V
Y	1831,156	1653.75	1464.92	C.V

2- Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x}=\sum_{i=1}^{n} h_i F_{ix} \quad M_{0y}=\sum_{i=1}^{n} h_i F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix},F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0.

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{tx}=X_G.Wi$, $M_{tY}=Y_G.Wi$

Avec :

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

- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

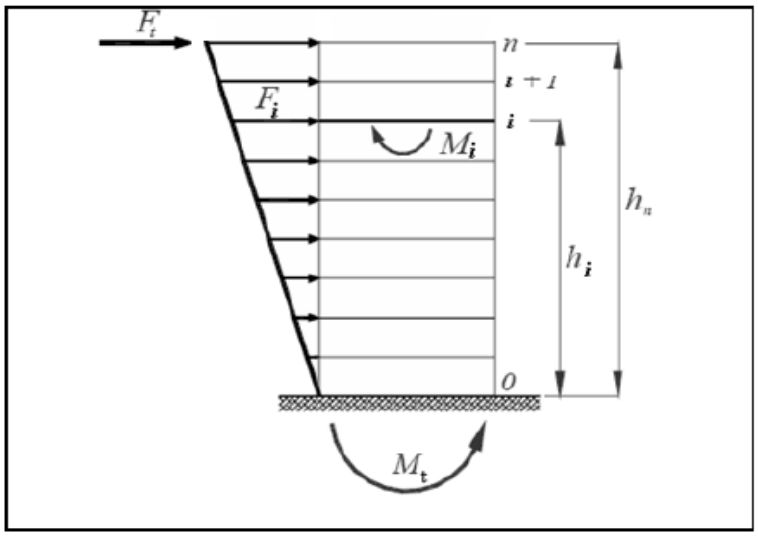


Figure IV.7.Les forces agissent sur la stabilité au renversement

3- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{Wi\,hi}{\sum_{j=1}^{n} Wjhj}\right)(V-F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T.V = 0.25V & \text{si } T = 0.7\ s \\ 0 & \text{si } T < 0.7\ s \end{cases}$$

On a :

$$\left.\begin{array}{l} Tx = 0.494 \\ Tx = 0.50 \end{array}\right\} \quad Ft=0$$

Donc :

$$F_{ix} = \left(\frac{Wi\,hi}{\sum_{j=1}^{n} Wjhj}\right)V_x = \alpha_x . V_x \quad ; \quad F_{iy} = \left(\frac{Wi\,hi}{\sum_{j=1}^{n} Wjhj}\right)V_y = \alpha_y . V_y$$

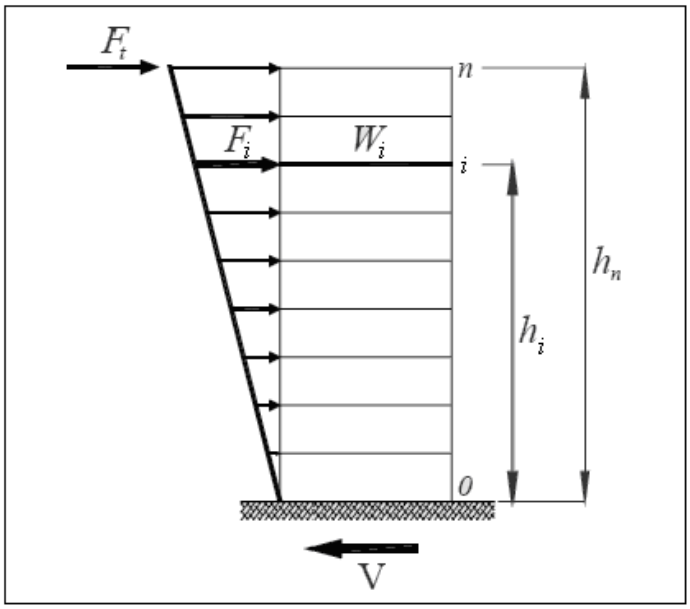


Figure IV.8.Distribution des forces sismiques.

A. Moment de renversement :

V_x=1831,156

Tableau IV.15. Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant x

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)	M_{0x}(kN.m)
32.3	475,68	15364,46	0,0554	101,41	3275,4922
+29.07	2202,42	64024,35	0,0498	91,27	2653,1487
+25.84	2088,1	53956,50	0,1945	356,12	9202,2271
+22.61	2117,63	47879,61	0,1726	316,01	7145,0923
+19.38	2117,63	41039,67	0,1479	270,87	5249,4556
+16.15	2117,63	34199,72	0,1233	225,72	3645,4552
+12.92	2117,63	27359,78	0,0986	180,58	2333,0914
+9.69	2117,63	20519,83	0,0740	135,43	1312,3639
+6.46	2312,98	14988,11	0,0540	98,92	641,0303
+3.23	2570,91	8304,04	0,0299	54,81	177,0307
Somme		277439,76	1.00	1831,1560	32358,8951

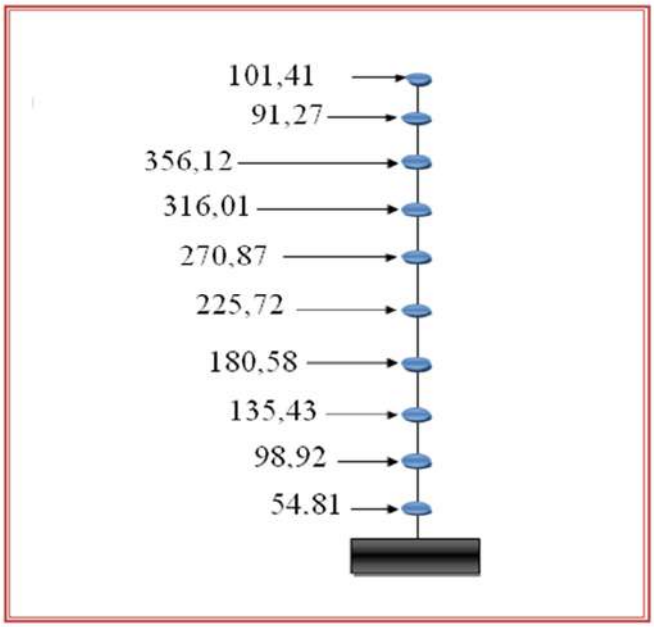


Figure IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Vx=1831,156

Tableau IV.16.Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant Y

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)	M_{0y}(kN.m)
+32.3	475,68	15364,46	0,0554	101,41	3275,4922
+29.07	2202,42	64024,35	0,0498	91,27	2653,1487
+25.84	2088,1	53956,50	0,1945	356,12	9202,2271
+22.61	2117,63	47879,61	0,1726	316,01	7145,0923
+19.38	2117,63	41039,67	0,1479	270,87	5249,4556
+16.15	2117,63	34199,72	0,1233	225,72	3645,4552
+12.92	2117,63	27359,78	0,0986	180,58	2333,0914
+9.69	2117,63	20519,83	0,0740	135,43	1312,3639
+6.46	2312,98	14988,11	0,0540	98,92	641,0303
+3.23	2570,91	8304,04	0,0299	54,81	177,0307
Somme		277439,76	1.00	1831,1560	32358,8951

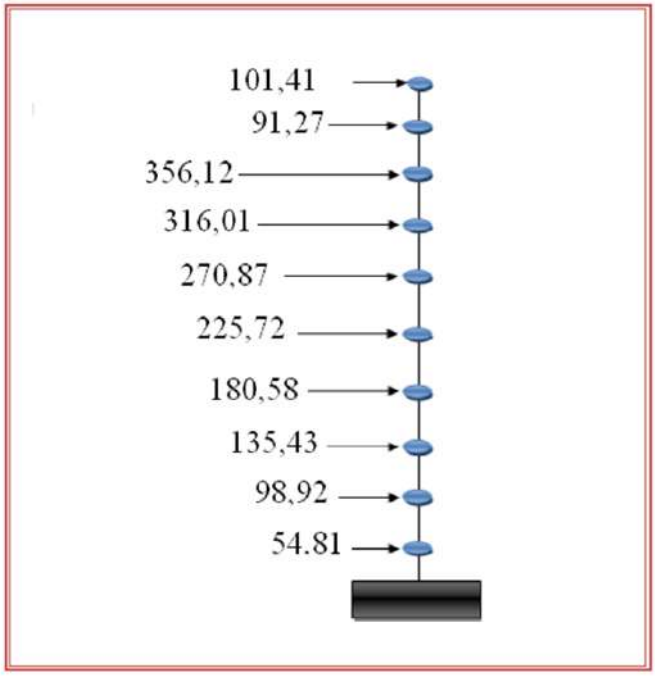


Figure IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

B. Moment stabilisant :

Tableau IV.17.calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{txi}(KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
+32.3	475,68	8.48	13.52	4033.76	6431.19
+29.07	2202,42	9.35	12.48	20592.63	27486.2
+25.84	2088,1	9.38	12.6	19586.38	26310.06
+22.61	2117,63	9.36	12.59	19821.02	26660.96
+19.38	2117,63	9.36	12.59	19821.02	26660.96
+16.15	2117,63	9.36	12.58	19821.02	26660.96
+12.92	2117,63	9.36	12.59	19821.02	26660.96
+9.69	2117,63	9.36	12.58	19821.02	26660.96
+6.46	2312,98	9.23	12.65	21348.8	29259.20
+3.23	2570,91	9.22	12.68	23703.7	32599.14
La somme				188370.37	255390.59

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M0} \geq 1.5$

Tableau IV.18.*Vérification de la stabilité*

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	$\frac{Mtx}{M0x}$	$\frac{Mty}{M0y}$	$\frac{Mt}{M0} \geq 1.5$
188370.37	255390.59	32358,8951	32358,8951	5.82	7.89	C.V

La condition est vérifié ce que implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions

4- Vérification des déplacements :

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

$\delta_k = R\delta_{ek}$[RPA: Art 4.4.3]

δ_k : Déplacement dù aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.19.Vérification des déplacements inter-étages sens x-x

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$0{,}01.h_e$	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+29.07	2.3	11.5	1	3.23	C.V
+25.84	2.1	10.5	1.5	3.23	C.V
+22.61	1.8	9	1.5	3.23	C.V
+19.38	1.5	7.5	1.5	3.23	C.V
+16.15	1.2	6	1.5	3.23	C.V
+12.92	0.9	4.5	1.5	3.23	C.V
+9.69	0.6	3	1	3.23	C.V
+6.46	0.4	2	1	3.23	C.V
+3.23	0.2	1	1	3.23	C.V
0.00	0	0			

Tableau IV.20.Vérification des déplacements inter-étages sens y-y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$0{,}01.h_e$	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+29.07	0.9	4.5	0.5	3.23	C.V
+25.84	0.8	4	0.5	3.23	C.V
+22.61	0.7	3.5	0.5	3.23	C.V
+19.38	0.6	3	0.5	3.23	C.V
+16.15	0.5	2.5	0.5	3.23	C.V
+12.92	0.4	2	1	3.23	C.V
+9.69	0.2	1	0.5	3.23	C.V
+6.46	0.1	0.5	0	3.23	C.V
+3.23	0.1	0.5	0.5	3.23	C.V
0.00	0	0			

5- Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k x h_k \leq 0.10$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: hauteur de l'étage□ k ».

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

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.21. Vérification de l'effet P-Δ sens x

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix}(kN)	V_{kx}(kN)	Δ_{kx}(cm)	θ	$\theta \leq 0.1$
32.3	475,68	101,41	101.41	1	0.0014	C.V
29.07	2678.07	91,27	192.68	1.5	0.0071	C.V
25.84	4766.17	356,12	548.8	1.5	0.0050	C.V
22.61	6883.8	316,01	864.81	1.5	0.0052	C.V
19.38	9001.43	270,87	1135.68	1.5	0.0061	C.V
16.15	11119.06	225,72	1361.4	1.5	0.0075	C.V
12.92	13236.69	180,58	1541.98	1	0.0066	C.V
9.69	15354.32	135,43	1677.41	1	0.0094	C.V
6.46	17667.3	98,92	1776.33	1	0.015	C.V
3.23	20238.21	54,81	1831.14	0	0	C.V

Tableau IV.22. Vérification de l'effet P-Δ sens Y

h_k (cm)	P_k (KN)	F_{iy}(kN)	V_{ky}(kN)	Δ_{ky}(cm)	θ	$\theta \leq 0.1$
32.3	475,68	101,41	101.41	0.5	0.0007	C.V
29.07	2678.07	91,27	192.68	0.5	0.0024	C.V
25.84	4766.17	356,12	548.8	0.5	0.0010	C.V
22.61	6883.8	316,01	864.81	0.5	0.0017	C.V
19.38	9001.43	270,87	1135.68	0.5	0.0020	C.V
16.15	11119.06	225,72	1361.4	1	0.0051	C.V
12.92	13236.69	180,58	1541.98	0.5	0.0033	C.V
9.69	15354.32	135,43	1677.41	0	0.00	C.V
6.46	17667.3	98,92	1776.33	0.5	0.0076	C.V
3.23	20238.21	54,81	1831.14	0	0.00	C.V

On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

CONCUSION :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de notre bloc.

ETUDE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1.INTRODUCTION :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le **CBA93** et **RPA99 version 2003**.

V.2.LES COMBINAISONS DES CHARGES :

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 ":

- E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S: G + Q

- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 ":

- 0.8 G ± E
- G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous l'effet des moments les plus défavorables et selon la situation « durable ou accidentelle ».

Nous prendrons pour chacun des deux sens (porteur et non porteur) les sollicitations les plus défavorable par étage .

Tableau V.1.Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b =1,15	γ_s =1,00
s_b = 25 Mpa	FeE 400	s_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma s}$ = 348 Mpa	$\overline{\sigma b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma s}$=400 Mpa

V.3.1.Recommandation du RPA99 version 2003 :

V.3.1.1.Les armatures longitudinales [RPA Art 7.5.2.1] :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  * 4% en Zone courante.
  * 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone II_b.

V.3.1.2.Les armatures transversales [RPA Art 7.5.2.2] :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

ℑ b : largeur de la poutre.

ℑ St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ_l) en zone nodale.

V.3.2.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- Condition de non fragilité : A tendue ≥ Amin $_{CBA}$ = b.h /1000.
- A $_{Travée}$ ≥ $A_{min\ RPA}$ et A Travée ≤ Amax $_{RPA}$
- A $_{appui}$ ≥ $A_{min\ RPA}$ et A appui ≤ Amax $_{RPA}$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau V.2: Ferraillage longitudinal des poutres principales à L'ELU.

NIV	Position		Section (cm²)	M (KN.m)	combinaison	A' (cm²)	Acl (cm²)	Amin(cm²)		Amax RPA(cm²)	Aadoptés (cm²)	choix
								CBA93	RPA99			
Terrasse	Rive	Travée	30x35	32.71	G+Q-EX	0	2.6	1.05	5.25	42	6.88	3HA14+2HA12
		appuis		-70.48	G+Q+EX	0	5.8	1.05	5.25	63	8.01	3HA14+3HA12
	intermédiaire	Travée		45.54	G+Q-EX	0	3.7	1.05	5.25	42	6.88	3HA14+2HA12
		appuis		-82.19	G+Q+EX	0	6.8	1.05	5.25	63	8.01	3HA14+3HA12
Etage	Rive	Travée	30x35	53.66	G+Q-EX	0	4.3	1.05	5.25	42	6.88	3HA14+2HA12
		appuis		-89.66	G+Q+EX	0	7.5	1.05	5.25	63	8.01	3HA14+3HA12
	intermédiaire	Travée		55.14	G+Q-EX	0	4.5	1.05	5.25	42	6.88	3HA14+2HA12
		appuis		-54.46	G+Q+EX	0	4.4	1.05	5.25	63	8.01	3HA14+3HA12
RDC	Rive	Travée	30X35	32.66	G+Q-EX	0	2.6	1.05	5.25	42	6.88	3HA14+2HA12
		appuis		-31.97	G+Q+EX	0	2.5	1.05	5.25	63	8.01	3HA14+3HA12
	intermédiaire	Travée		55.14	G+Q-EX	0	4.5	1.05	5.25	42	6.88	3HA14+2HA12
		appuis		-54.46	G+Q+EX	0	4.4	1.05	5.25	63	8.01	3HA14+3HA12
Sous-sol	Rive	Travée	30X35	61.31	G+Q-EX	0	5.0	1.05	5.25	42	6.88	3HA14+2HA12
		appuis		-43.31	G+Q+EX	0	3.5	1.05	5.25	63	8.01	3HA14+3HA12
	intermédiaire	Travée		55.14	G+Q-EX	0	4.5	1.05	5.25	42	6.88	3HA14+2HA12
		appuis		-54.46	G+Q+EX	0	4.4	1.05	5.25	63	8.01	3HA14+3HA12

Tableau V.3.Ferraillage longitudinales des poutres secondaires à L'ELU.

NIV	Position		Section (cm²)	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm²)	Acl (cm²)	Amin(cm²)		Amax RPA(cm²)	Aadoptés (cm²)	choix
								CBA93	RPA99			
Terrasse	Rive	Travée	30X30	39.42	G+Q-EY	0	3.8	0.9	4.5	36	4.62	3HA14
		appuis		-43.48	G+Q+EY	0	4.2	0.9	4.5	54	4.62	3HA14
	intermédiaire	Travée		38.04	G+Q-EX	0	3.6	0.9	4.5	36	4.62	3HA14
		appuis		-67.08	G+Q+EY	0	6.7	0.9	4.5	54	6.88	3HA14+2HA12
Etage	Rive	Travée	30X30	49.07	G+Q-EY	0	4.7	0.9	4.5	36	4.62	3HA14
		appuis		-52.76	G+Q+EY	0	5.1	0.9	4.5	54	6.88	3HA14+2HA12
	intermédiaire	Travée		72.02	G+Q-EY	0	7.1	0.9	4.5	36	6.88	3HA14+3HA12
		appuis		-62.43	G+Q+EY	0	6.1	0.9	4.5	54	6.88	3HA14+2HA12
RDC	Rive	Travée	30X30	17.96	1.35G+1.5Q	0	1.9	0.9	4.5	36	4.62	3HA14
		appuis		-49.49	G+Q+EY	0	4.8	0.9	4.5	54	6.88	3HA14+2HA12
	intermédiaire	Travée		32.39	G+Q-EY	0	3.1	0.9	4.5	36	4.62	3HA14
		appuis		-63.47	G+Q+EY	0	6.3	0.9	4.5	54	6.88	3HA14+2HA12
Sous-sol	Rive	Travée	30X30	43.14	G+Q-EY	0	4.2	0.9	4.5	36	4.62	3HA14
		appuis		-32.70	G+Q+EY	0	3.1	0.9	4.5	54	4.62	3HA14
	intermédiaire	Travée		46.99	G+Q-EY	0	4.5	0.9	4.5	36	4.62	3HA14
		appuis		-69.08	G+Q+EY	0	6.9	0.9	4.5	54	8.01	3HA14+3HA12

V.3.3.Vérification des contraintes a l'état limite de service par CBA93 :

Apres le choix des armatures longitudinales, une vérification a L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées a L'E.L.S sous M_{ser} :

ℑ Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c8} = 15$ MPa, et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

ℑ Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 202$MPa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

NIV	Position		Mser	σ_b	$\overline{\sigma b}$	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$	σs (MPa)	$\overline{\sigma s}$	$\sigma s \leq \overline{\sigma s}$
Terrasse	Rive	travée	11.45	1.6	15	CV	20.7	202	CV
		appuis	-27.38	6.9	15	CV	66.0	202	CV
	intermédiaire	travée	26.27	6.3	15	CV	-	202	-
		appuis	-42.87	10.8	15	CV	-	202	-
Etage	Rive	travée	14.33	3.4	15	CV	34.7	202	CV
		appuis	-33.14	8.3	15	CV	79.9	202	CV
	intermédiaire	travée	23.55	5.6	15	CV	-	202	-
		appuis	-53.40	13.4	15	CV	-	202	-
RDC	Rive	travée	1.82	0.3	15	CV	3.3	202	CV
		appuis	-1.48	0.2	15	CV	2.7	202	CV
	intermédiaire	travée	13.06	3.1	15	CV	-	202	-
		appuis	-23.42	5.9	15	CV	-	202	-
Sous-sol	Rive	travée	15.97	3.8	15	CV	38.6	202	CV
		appuis	-10.37	1.5	15	CV	18.8	202	CV
	intermédiaire	travée	13.65	3.3	15	CV	-	202	-
		appuis	-20.39	5.1	15	CV	-	202	-

Tableau V.5.Vérification des contraintes a l'ELS des poutres secondaires.

NIV	Position		Mser	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$	σs (MPa)	$\overline{\sigma s}$	$\sigma s \leq \overline{\sigma s}$
Terrasse	Rive	travée	2.69	0.5	15	CV	6.4	202	CV
		appuis	-20.31	6.6	15	CV	60.10	202	CV
	intermédiaire	travée	21.82	6.8	15	CV	-	202	-
		appuis	-24.08	7.9	15	CV	-	202	-
Etage	Rive	travée	3.10	0.6	15	CV	7.3	202	CV
		appuis	-21.62	7.1	15	CV	64.0	202	CV
	intermédiaire	travée	23.86	7.4	15	CV	-	202	-
		appuis	-27.91	9.1	15	CV	-	202	-
RDC	Rive	travée	13.02	4.1	15	CV	39.5	202	CV
		appuis	-23.13	7.6	15	CV	68.5	202	CV
	intermédiaire	travée	22.83	7.1	15	CV	-	202	-
		appuis	-45.25	14.8	15	CV	-	202	-
Sous-sol	Rive	travée	7.27	1.4	15	CV	17.2	202	CV
		appuis	-7.14	1.3	15	CV	16.9	202	CV
	intermédiaire	travée	33.50	10.4	15	CV	-	202	-
		appuis	-62.42	15	15	CV	-	202	-

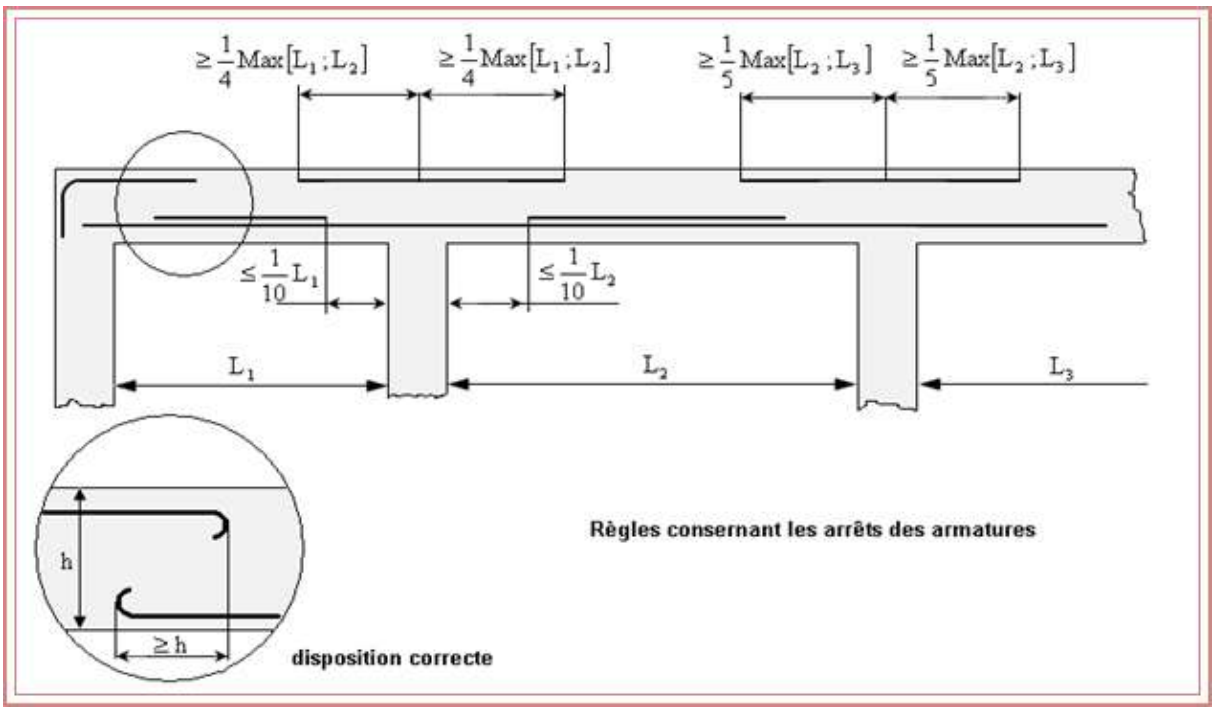


Figure V.1.Disposition des armatures pour les poutres.

V.3.4.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$

- T_u: effort tranchant

Tableau V.6.Calcul de τ_u

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau u}$	$Min\left[0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$Min\left[0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b};5MPa\right]$
Situation durable	$\overline{\tau u}$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau u}$ =3.3 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau u}$ =3.26 MPa	$\overline{\tau u}$ = 4.34 MPa

Tableau V.7.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niv	Position	Section	T_u	combinaison	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	Rive	30x35	55.00	G+Q+EX	0.56	3.26	CV
	Intermédiaire	30x35	107.38	G+Q+EX	1.10	4.34	CV
Etage	Rive	30x35	73.10	G+Q-EX	0.75	3.26	CV
	Intermédiaire	30x35	157.40	G+Q+EX	1.61	4.34	CV
RDC	Rive	30x35	17.24	G+Q+EX	0.18	3.26	CV
	Intermédiaire	30x35	91.02	G+Q+EX	0.93	4.34	CV
Sous-sol	Rive	30x35	150.64	G+Q-EX	1.54	3.26	CV
	Intermédiaire	30x35	165.28	G+Q+EX	1.69	4.34	CV

Tableau V.8.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niv	Position	Section	T_u	combinaison	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	Rive	30x30	97.95	G+Q-EY	1.00	3.26	CV
	Intermédiaire	30x30	25.52	G+Q-EY	0.26	4.34	CV
Etage	Rive	30x30	29.95	G+Q+EY	0.31	3.26	CV
	Intermédiaire	30x30	71.06	G+Q+EY	0.73	4.34	CV
RDC	Rive	30x30	47.12	1.35G+1.5Q	0.48	2.5	CV
	Intermédiaire	30x30	86.26	1.35G+1.5Q	0.88	3.3	CV
Sous-sol	Rive	30x30	112.09	G+Q+EY	1.15	3.26	CV
	Intermédiaire	30x30	127.36	1.35G+1.5Q	1.30	3.3	CV

V.3.5.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

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

D'après CBA 93Art A5-1-2-2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003\times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9.Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement.

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x35	*1.69*	*29.25*	*1.49*	*8.75*	*17.5*	*1.575*	*10*	*20*	***4Φ8***
30x30	*1.30*	*24.75*	*1.26*	*7.5*	*15*	*1.35*	*10*	*20*	***4Φ8***

V.3.6.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$

- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75.

Tableau V.10.Vérification de la flèche des poutres.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.087	0.062	C.V	0.087	0.75	C.V	0.008	0.0105	C.V
PS	0.077	0.062	C.V	0.077	0.75	C.V	0.008	0.0105	C.V

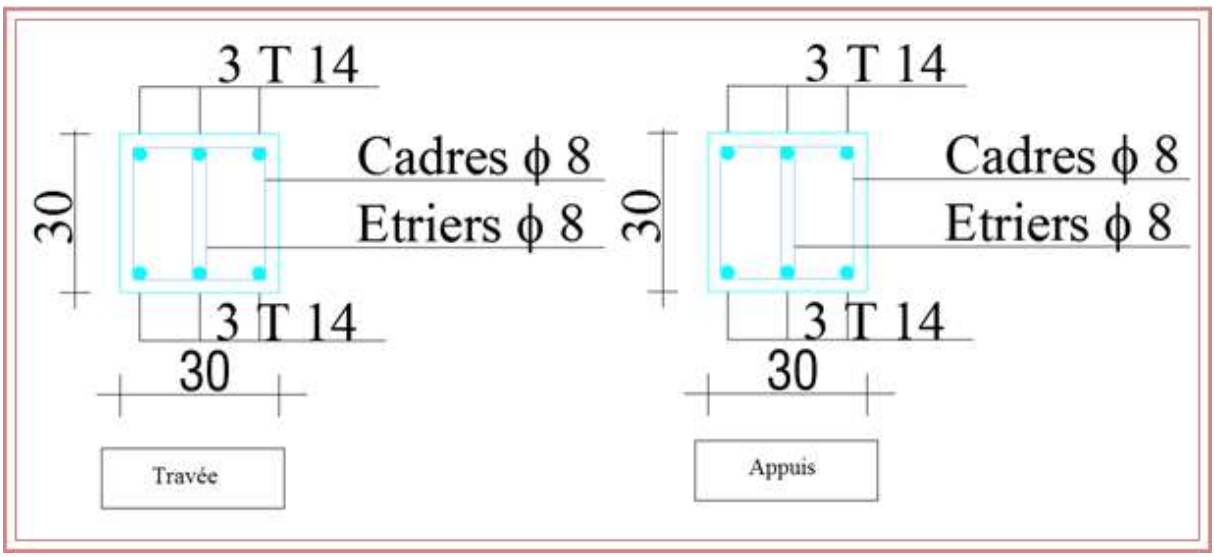


Figure V.2.*Ferraillage des poutres secondaires au niveau de la terrasse (rive) et de au niveau de sous-sol (rive)*

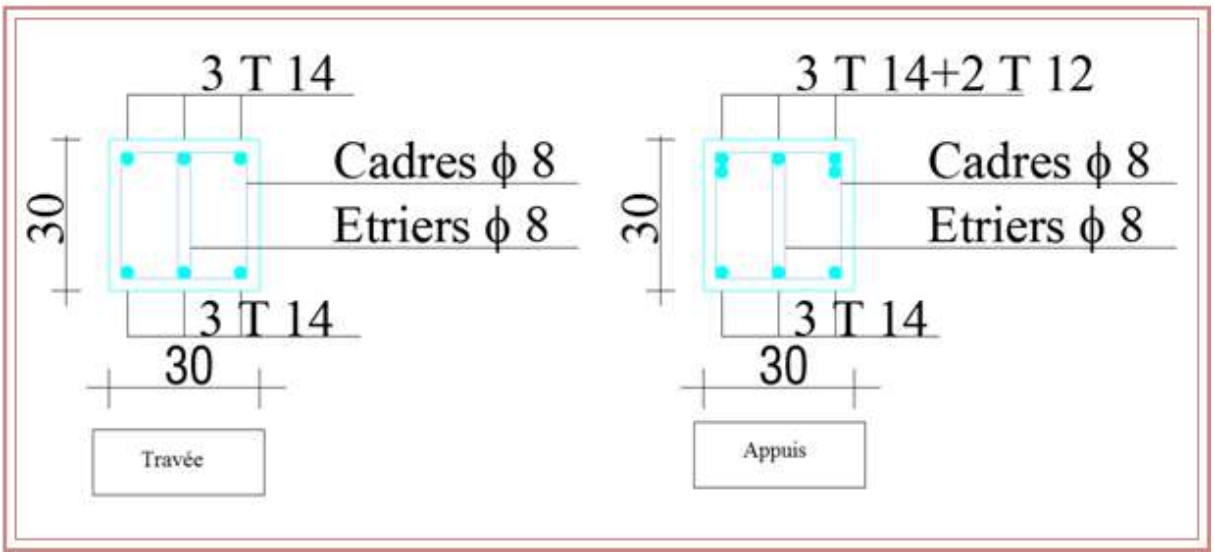


Figure V.3.*Ferraillage des poutres secondaires au niveau de la terrasse (intermédiaire),étage courant (rive) et au niveau de RDC*

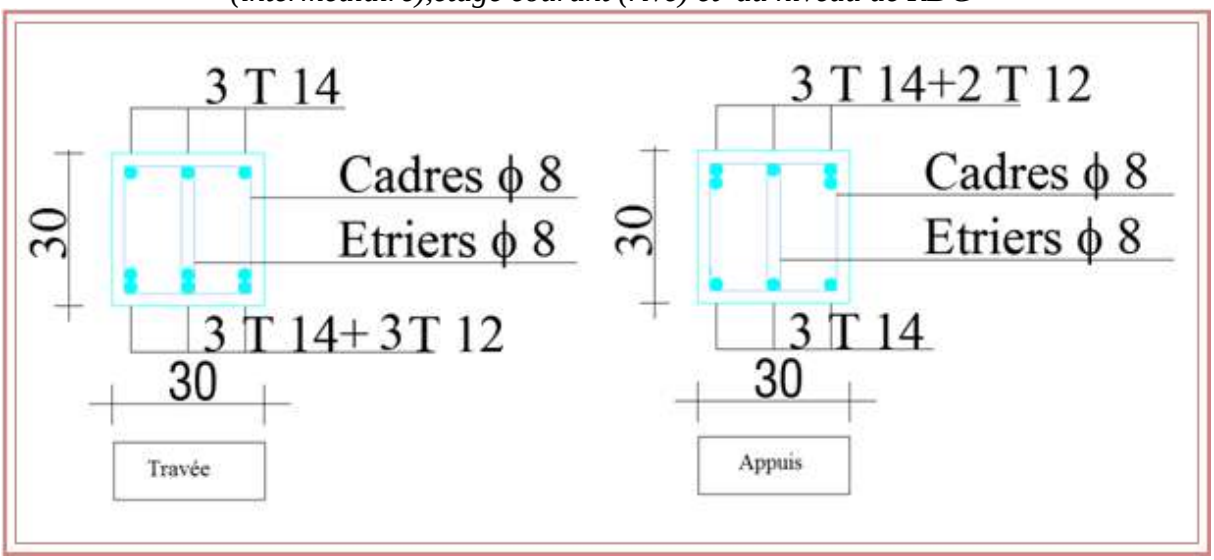


Figure V.4.*Ferraillage des poutres secondaires au niveau des étages courants (intermédiaires)*

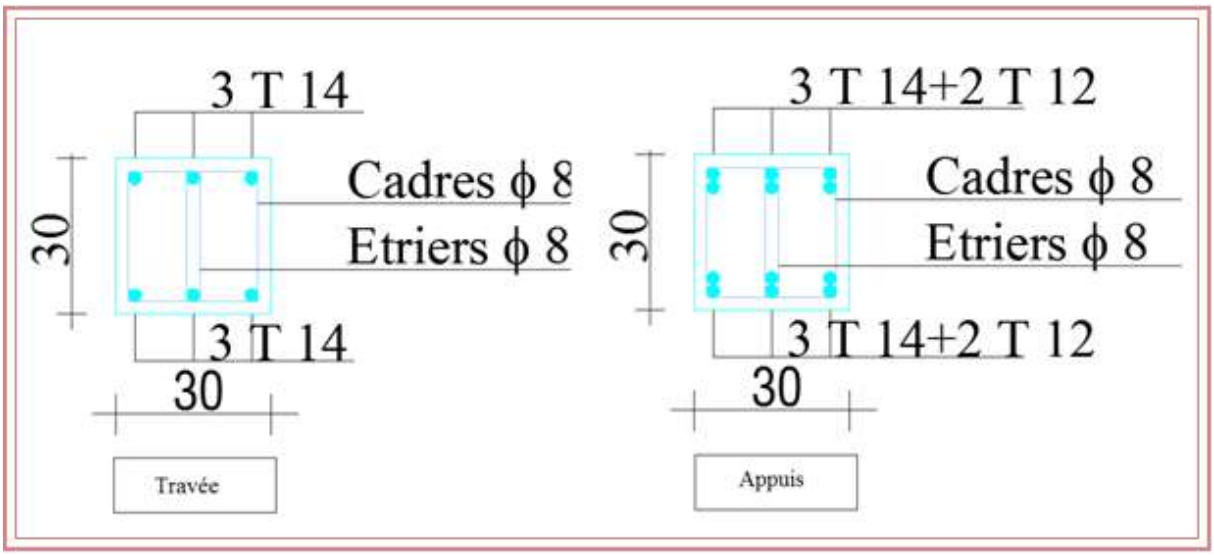


Figure V.5.*Ferraillage des poutres secondaires au niveau du sous-sol (intermédiaires)*

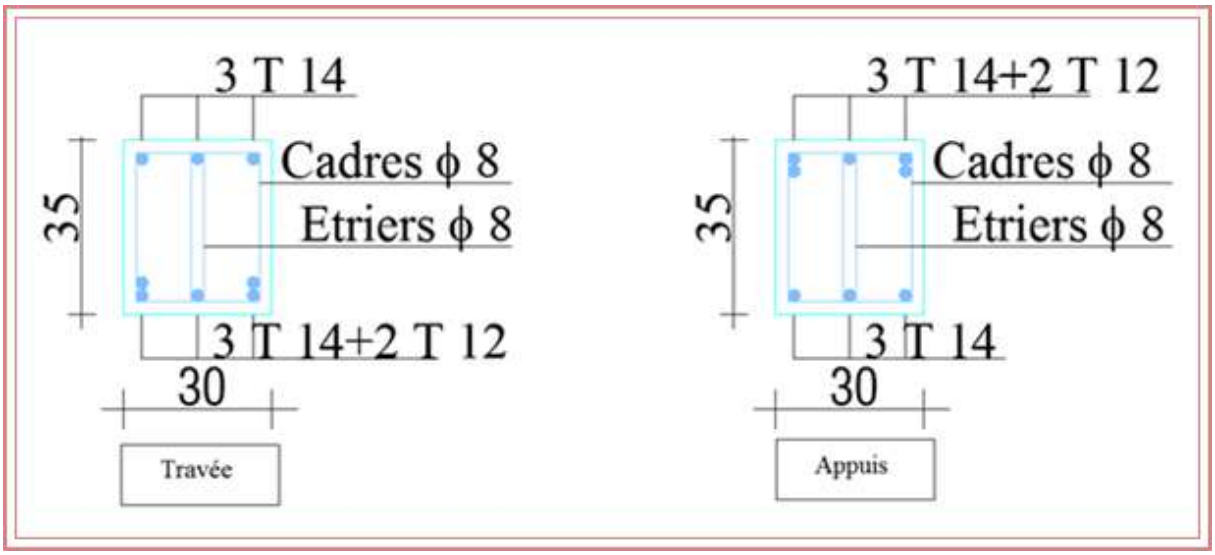


Figure V.6.*Ferraillage des poutres principales au niveau de terrasse (rive)*

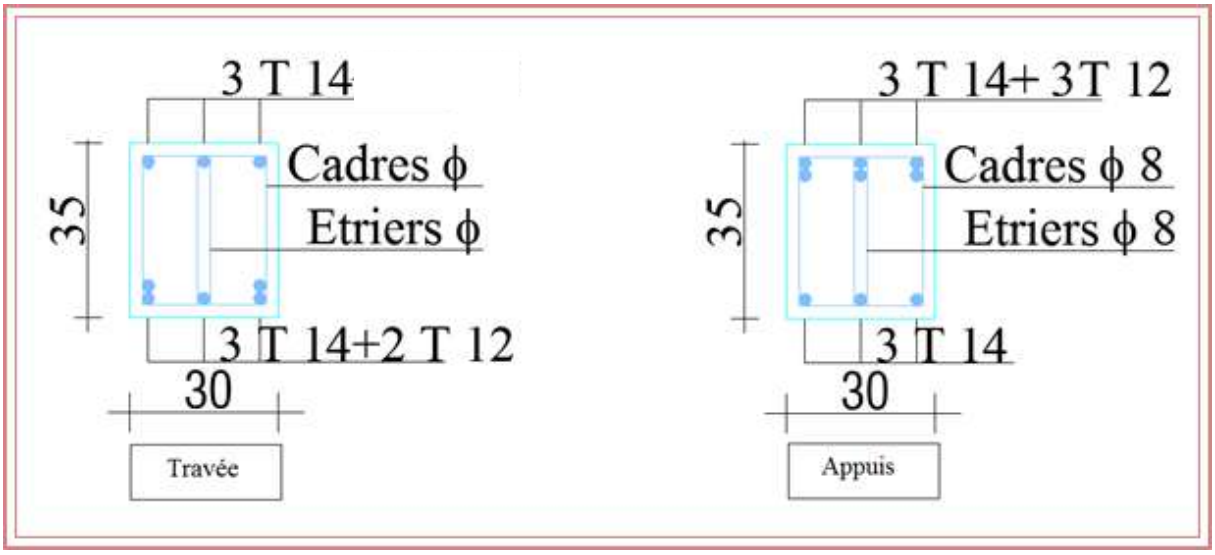


Figure V.7.*Ferraillage des poutres principales au niveau de la terrasse (intermédiaire),étage courant , RDC et au niveau du sous-sol*

V.4.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

V.4.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.4.2. Détermination des armatures longitudinales :

V.4.2.1. Recommandations des règlements :

❖ Selon le CBA :

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ par\ mètre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\% \quad B : section\ de\ béton\ comprimé \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \dfrac{B}{1000}$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

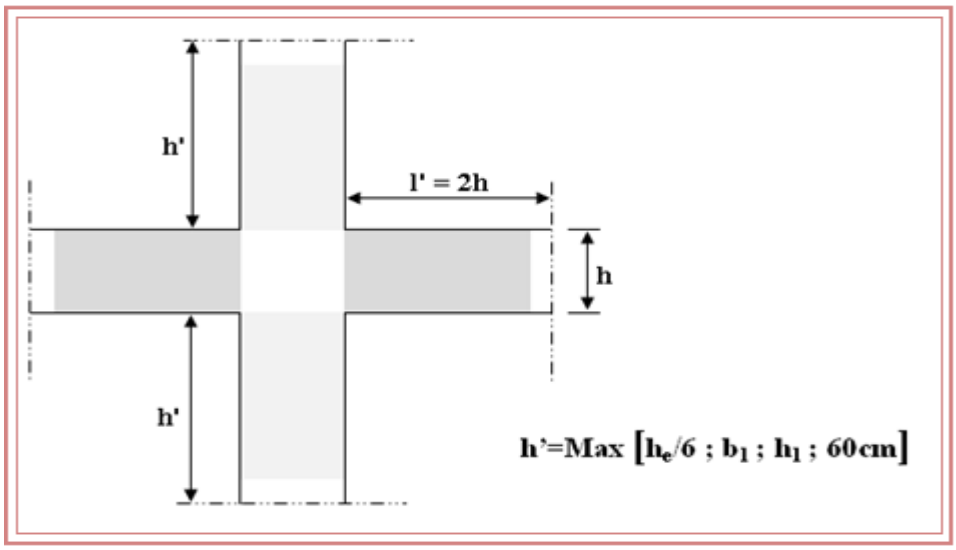


Figure V.8.Définition de la zone nodale dans les poteaux

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

$$0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\%$$: En zone courante

$$0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone IIb.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

V.4.2.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

❖ **1er cas : Influence de l'effort normal :**

Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son $M_{corres.}$

❖ **2eme cas : Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son N_{corres}.

❖ **3eme cas : Effort normal minimum :**

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.4.2.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la 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 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :*

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

➢ *e_2 : Excentricités du 2eme ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le*

fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L^2 f (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

- ✓ *Avec :* $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$

- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

V.4.2.4. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

❖ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : d□ 0.9h et c=c'=d-h

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.11.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux carré à L'ELU.

Etage	Section	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	Cas de sect°	A (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisis}$ (cm^2)
Sous-sol	40x40	1	1225.90	1.29	1.35G+1.5Q	SEC	3.2	3.2	1.6	14.4	8HA16 =16,08
		2	-132.82	40.88	G+Q-EX	SPC	8.00	8.00			
		3	23.02	2.36	1.35G+1.5Q	SEC	3.2	3.2			
RDC	40x40	1	1363.93	8.72	G+Q+EY	SEC	8.0	8.0	1.6	14.4	8HA16 =16,08
		2	1285.92	76.46	G+Q+EX	SEC	0	0			
		3	26.76	35.20	0.8G+EX	SPC	8.00	8.00			
1er	40x40	1	1062.09	26.07	G+Q+EX	SEC	8.0	8.0	1.6	14.4	8HA16 =16,08
		2	543.83	46.34	G+Q+EX	SEC	8.0	8.0			
		3	195.43	18.27	1.35G+1.5Q	SEC	3.2	3.2			
2eme	40x40	1	811.08	27.78	G+Q+EX	SEC	8.0	8.0	1.6	14.4	8HA16 =16,08
		2	460.57	58.77	G+Q+EX	SEC	8.0	8.0			
		3	160.57	23.66	1.35G+1.5Q	SEC	3.2	3.2			
3eme	40x40	1	610.11	0.48	1.35G+1.5Q	SEC	3.2	3.2	1.6	14.4	8HA16 =16,08
		2	163.36	63.63	G+Q-EX	SPC	8.00	8.00			
		3	130.23	4.78	0.8G+EY	SEC	8.0	8.0			
4eme	40x40	1	487.13	0.19	1.35G+1.5Q	SEC	3.2	3.2	1.6	14.4	8HA16 =16,08
		2	288.76	72.66	G+Q+EX	SPC	8.00	8.00			
		3	86.44	3.25	0.8G+EY	SEC	8.0	8.0			
5eme	35x35	1	362.71	0.93	1.35G+1.5Q	SEC	2.8	2.8	1.225	11.025	8HA14 =12,32
		2	103.95	52.98	G+Q-EX	SPC	6.1	6.1			
		3	51.67	2.70	0.8G+EY	SEC	6.1	6.1			
6eme	35x35	1	240.32	0.37	1.35G+1.5Q	SPC	2.8	2.8	1.225	11.025	8HA14 =12,32
		2	136.49	53.57	G+Q+EX	SPC	6.1	6.1			
		3	30.52	13.51	1.35G+1.5Q	SPC	2.8	2.8			
7eme	353x35	1	126.41	27.43	G+Q+EX	SPC	6.1	6.1	1.225	11.025	8HA14 =12,32
		2	37.47	65.65	G+Q-EX	SPC	6.1	6.1			
		3	1.01	21.81	1.35G+1.5Q	SPC	2.8	2.8			

Tableau. V.12.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux carré à L'ELU.

Etage	*Section*	*Cas*	*N (KN)*	*M (KN.m)*	*Combinaison*	*Cas de sect°*	*A (cm^2)*	*A_{min} CBA*	*A_{min} RPA*	*$A_{choisis}$ (cm^2)*
RDC	$\pi\left(\frac{35}{2}\right)^2$	*1*	*42.36*	*24.51*	*G+Q+EX*	*SPC*	*9.6*	*0.96*	*8.65*	*8HA14 =12,32*
		2	*-29.84*	*28.20*	*G+Q-EX*	*SPC*	*9.6*			
		3	*-3.27*	*21.43*	*G+Q+EX*	*SPC*	*9.6*			

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

V.4.2.5.Vérification des contraintes a l'état limite de service par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser}, N_{ser} selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G \cdot v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G \cdot (v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma_s = 15\,k.(d - y_1)$$

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

  et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau. V.13.Vérification des contraintes dans les poteaux carré a l'ELS.

Etage	*Section*	*N (KN)*	*M (KN.m)*	*A (cm2)*	*Cas de sect°*	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	σs≤[σs]
Sous-sol	*40x40*	*885.05*	*12.04*	*16,08*	*SEC*	*6.2*	*91.3*	*C.V*	*C.V*
RDC	*40x40*	*730.64*	*11.52*	*16,08*	*SEC*	*5.3*	*77.1*	*C.V*	*C.V*
1er	*40x40*	*632.50*	*17.74*	*16,08*	*SEC*	*5.2*	*75.1*	*C.V*	*C.V*
2eme	*40x40*	*583.91*	*24.68*	*16,08*	*SEC*	*5.5*	*78.3*	*C.V*	*C.V*
3eme	*40x40*	*442.86*	*21.96*	*16,08*	*SEC*	*4.4*	*62.9*	*C.V*	*C.V*
4eme	*40x40*	*353.57*	*26.75*	*16,08*	*SEC*	*4.3*	*60.2*	*C.V*	*C.V*
5eme	*35x35*	*263.67*	*21.66*	*12,32*	*SEC*	*4.6*	*64.1*	*C.V*	*C.V*
6eme	*35x35*	*174.93*	*21.92*	*12,32*	*SEC*	*4.0*	*54.3*	*C.V*	*C.V*
7eme	*35x35*	*89.68*	*34.34*	*12,32*	*SPC*	*1.8*	*23.2*	*C.V*	*C.V*

Tableau. V.14.Vérification des contraintes dans les poteaux carré a l'ELS.

Etage	*Section*	*N (KN)*	*M (KN.m)*	*A (cm2)*	*Cas de sect°*	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	σs≤[σs]
RDC	$\pi\left(\frac{35}{2}\right)^2$	*6.73*	*6.73*	*12.32*	*SEC*	*1.5*	*37.2*	*C.V*	*C.V*

V.4.3.Détermination des armatures transversales :

V.4.3.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b_0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.4.3.2. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93 :**

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentale}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable *:*

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentale}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003 : [Art.7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale a :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ i = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de cote ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

Tableau. V.15.Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	*Combinaison*	T_u *(KN)*	$\overline{\tau_u}$ *(MPa)*	λ	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ *RPA (MPa)*	$\overline{\tau_u}$ *CBA (MPa)*	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
40x40	G+Q-EX	108.85	0.72	19.56	0.075	1.875	3.26	C.V
35x35	G+Q+EX	78.43	0.80	22.35	0.075	1.875	3.26	C.V
$\pi\left(\frac{35}{2}\right)^2$	G+Q-EX	16.32	0.14	22.35	0.075	1.875	3.26	C.V

V.4.3.3.Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

•Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $\emptyset_t$ est donné par la relation : $\phi_t \leq \text{Min}\left|\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right|$

➢ Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

$$\text{et :} \quad \frac{A_t \cdot f_{et}}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho.Vu}$$

Avec :

➢ At= nt.at

➢ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau

λg= ℓf/a:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

➢ Dans la zone nodale: St ≤ 10cm en zone II_b

➢ Dans la zone courante: St ≤ Min (b/2, h/2, 10ϕ_l) en zone II_b

- La quantité d'armatures transversales minimale A_t/ (S_t*b) en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135o ayant une longueur droite de 10ϕt minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et

diamètre suffisants (cheminées >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (fe =235MPa)

Tableau V.16.Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u *(kN)*	A_t *(cm²)*	λ_g	ρ	St_{cal} *(cm)*	*Zone*	S_{tRPA}	S_{tCBA}	St_{finale}	*Choix*
40x40	108.85	*201*	*5.65*	*2.5*	*6.94*	*Courante*	*16*	*33.75*	*15*	***4ø8***
						Nodale	*10*	*33.75*	*10*	***4ø8***
35x35	78.43	*201*	*6.46*	*2.5*	*8.43*	*Courante*	*14*	*29.25*	*15*	***4ø8***
						Nodale	*10*	*29.25*	*10*	***4ø8***
$\pi\left(\frac{35}{2}\right)^2$	16.32	*201*	*6.46*	*2.5*	*40.52*	*Courante*	*14*	*29.25*	*15*	***4ø8***
						Nodale	*10*	*29.25*	*10*	***4ø8***

V.4.3.4.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2]:

Tableau V.17.Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t \cdot b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \cdot b} > 0.3\%$
40x40	courante	0.335	C.V
	nodale	0.502	C.V
35x35	courante	0.383	C.V
	nodale	0.574	C.V
$\pi\left(\frac{35}{2}\right)^2$	courante	0.383	C.V
	nodale	0.574	C.V

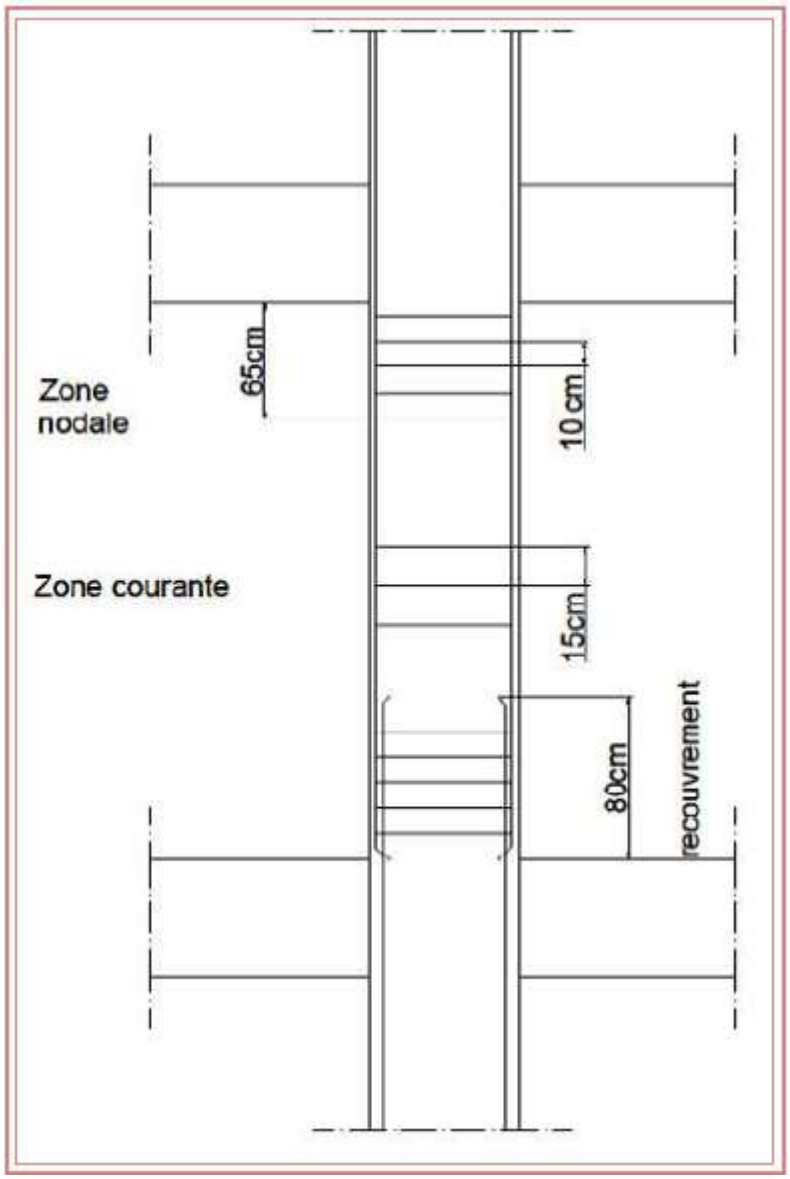


Figure V.9.Disposition des armatures pour les poteaux.

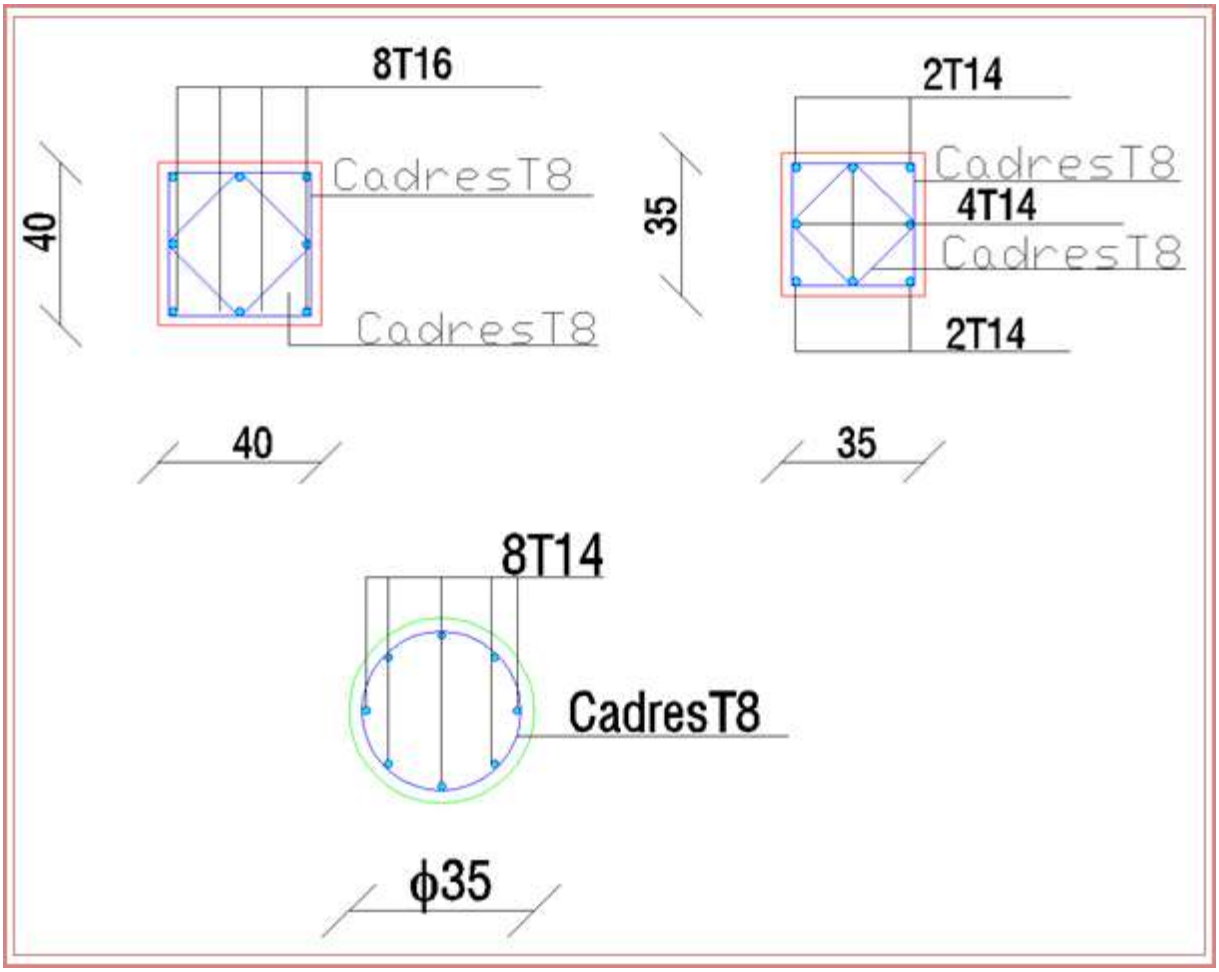


Figure V.10.Ferraillage des poteaux.

V.5.FERRAILLAGE DES VOILES :

V.5.1. Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Les voiles sont soumis à leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils sont calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des efforts tranchants et des moments fléchissant.

V.5.2.Recommandations réglementaires:

V.5.2.a. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

ℑ Selon le CBA 93:

$$0{,}1\% \leq \frac{2.A_v}{a.b} \leq 0{,}5\%$$

Avec : a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

ℑ Selon le RPA 99(Version 2003):

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm.**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales des voiles, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile **0,15 %**
  - En zone courante **0,10 %**
- L'espacement des barres verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

S≤1.5 a ou **S≤30cm**

V.5.2.b. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

Selon le CBA 93:

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales: $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

$$S_h \leq \frac{A_h f_e}{0.4a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_e}{\gamma_s \tau_b a}$$

$\overline{\tau_b} = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau_b} = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4MPa\right]$: Fissuration Préjudiciable

- τ_b : contrainte de cisaillement.
- τ_b : contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h: hauteur utile.

Selon le RPA 99 V(2003):

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}a$$

$$S_h \leq \frac{Ah}{0.003}$$

$$S_h \leq \min[1.5a;30cm]$$

V.5.2.c. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.5.2.d. Recommandations pour les voiles : (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.

✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_h \leq \min[1.5a;30cm]$$

$$S_v = \begin{cases} S_V\,(zone\ courante) \\ \dfrac{S_V}{2}\,(zone\ d'extrimité) \end{cases} \times \frac{L}{10}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

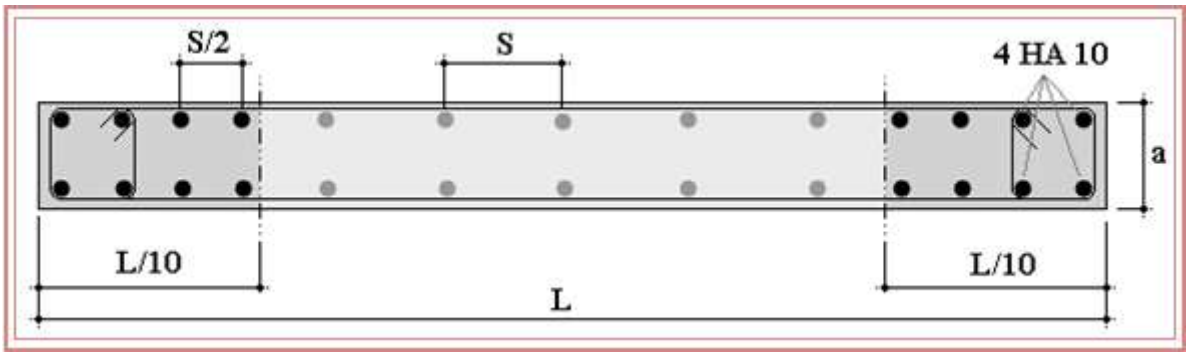


Figure V.11.Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.5.3.Calcul des armatures :

V.5.3.a. Voiles pleins :

1.Armatures verticales :

Le calcul se fait par flexion composé avec M ; N pour déterminer les aciers verticaux

TableauV.18. Ferraillage verticales des voiles pleines

	Niveau	Sect°	combinaiso	N	M	A_s	A'_s	A_{min}		A choisi
								CBA93	RPA99	
Sens X	RDC 1er 2eme 3eme 4eme	15 X 325	G+Q-EX	-315.88	-17.24	24.4	24.4	2.44	9.75	2(22HA12)=24.88
	5eme 6eme 7eme	15 X 325	G+Q-EX	-295.37	-17.53	24.4	24.4	2.44	9.75	2(22HA12)=24.88
Sens Y	RDC 1er 2eme 3eme 4eme	15 X 325	G+Q-EY	-1117.41	-5.13	24.4	24.4	2.44	9.75	2(22HA12)=24.88
	5eme 6eme 7eme	15 X 325	0.8G-EY	-431.53	7.88	24.4	24.4	2.44	9.75	2(22HA12)=24.88

2. Vérification des contraintes a l'état limite de service :

Tableau V.19. Vérification des contraintes a l'état limite de service.

	Niveau	Sect°	N	M	A_s	A'_s	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	Vérification
Sens X	RDC 1er 2eme 3eme 4eme	15 X 325	-105.90	8.10	13.6	13.6	0.2	0	3.1	C.V
	5eme 6eme 7eme	15 X 325	-121.29	-8.93	13.6	13.6	0	1.4	0.0	C.V
Sens Y	RDC 1er 2eme 3eme 4eme	15 X 325	-301.06	-2.92	13.6	13.6	0.2	0	3.3	C.V
	5eme 6eme 7eme	15 X 325	-224.32	3.06	13.6	13.6	0.3	0	4.1	C.V

3.Armatures horizontales :

- **Vérification des voiles a l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant a la base du voile majore de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \dfrac{1.4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant a la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile d=0.9h.

h : hauteur total de la section brute

la contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2 f_{c28}$; ,il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Tableau .V.20. Vérification des voiles a l'effort tranchant.

	Niv	*Sect°*	*T (KN)*	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Sens X	*RDC* 1^{er} 2^{eme} 3^{eme} 4^{eme}	*15 X 325*	*295.57*	*0.86*	*5*	*C.V*
	5^{eme} 6^{eme} 7^{eme}	*15 X 325*	*305.84*	*0.89*	*5*	*C.V*
Sens Y	*RDC* 1^{er} 2^{eme} 3^{eme} 4^{eme}	*15 X 325*	*202.97*	*0.59*	*5*	*C.V*
	5^{eme} 6^{eme} 7^{eme}	*15 X 325*	*92.72*	*0.27*	*5*	*C.V*

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures transversales des poteaux avec : $A_t = 2.\ a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : $S_t \leq \dfrac{0.9.A_t \dfrac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3.f_{t28}.K)}$

Avec dans le cas de la flexion composée : $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$ (compression)

et $K = 1 - 10.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$ (traction)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \le Min[0.9d; 40cm] & (CBA93) \\ S_t \le Min[1.5a; 30cm] & (RPA99 version 2003) \end{cases}$

Tableau .V.21.Détermination des armatures horizontales.

	Niv	L (m)	Ep (m)	τ_u (MPa)	$Ø_h$	S_h CBA	S_h RPA	S_h choisi	A_h (cm^2)	A_{hmin} RPA (cm^2)	$A_h \ge A_{h\,min}$
Sens X	RDC 1er 2eme 3eme 4eme	3.25	0.15	0.86	8	40	22.5	15	2(16Ø8)=8.04	7.31	C.V
	5eme 6eme 7eme	3.25	0.15	0.89	8	40	22.5	15	2(16Ø8)=8.04	7.31	C.V
Sens Y	RDC 1er 2eme 3eme 4eme	3.25	0.15	0.59	8	40	22.5	15	2(16Ø8)=8.04	7.31	C.V
	5eme 6eme 7eme	3.25	0.15	0.27	8	40	22.5	15	2(16Ø8)=8.04	7.31	C.V

4.Armatures transversales :

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

(épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t$ est tel que $Ø_t \leq Ø_v$, $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles :

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante *:*

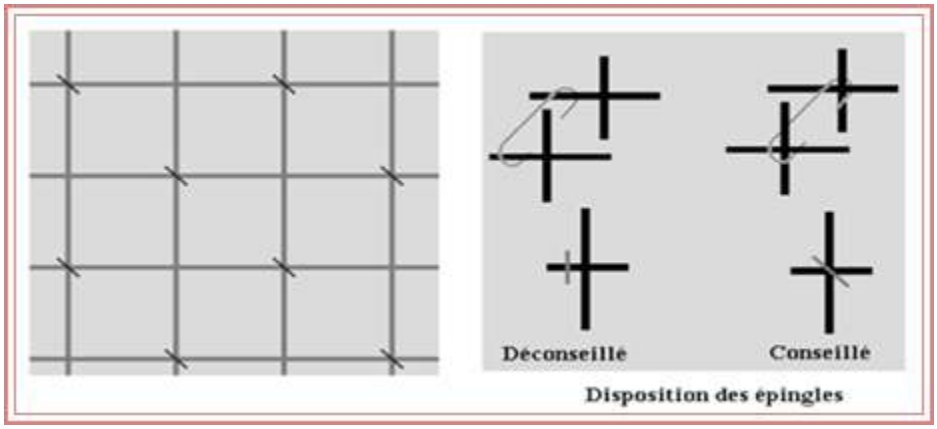


Figure V.12.Les armatures transversales et les épingles

V.5.3.b. Voiles avec ouvertures :

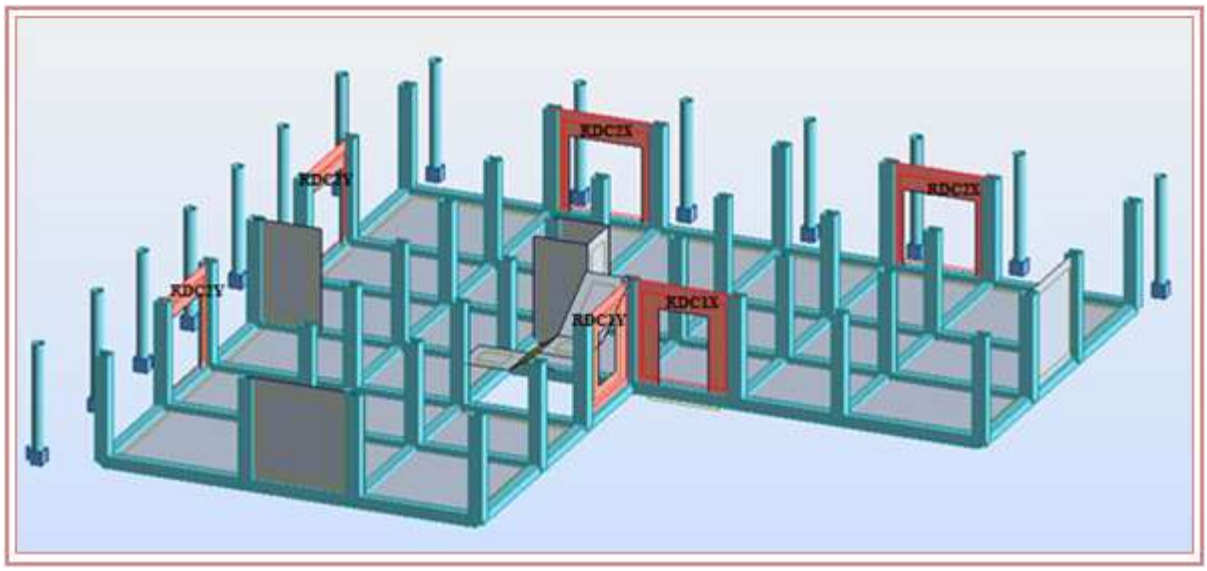


Figure V.13. les voiles avec ouverture de RDC

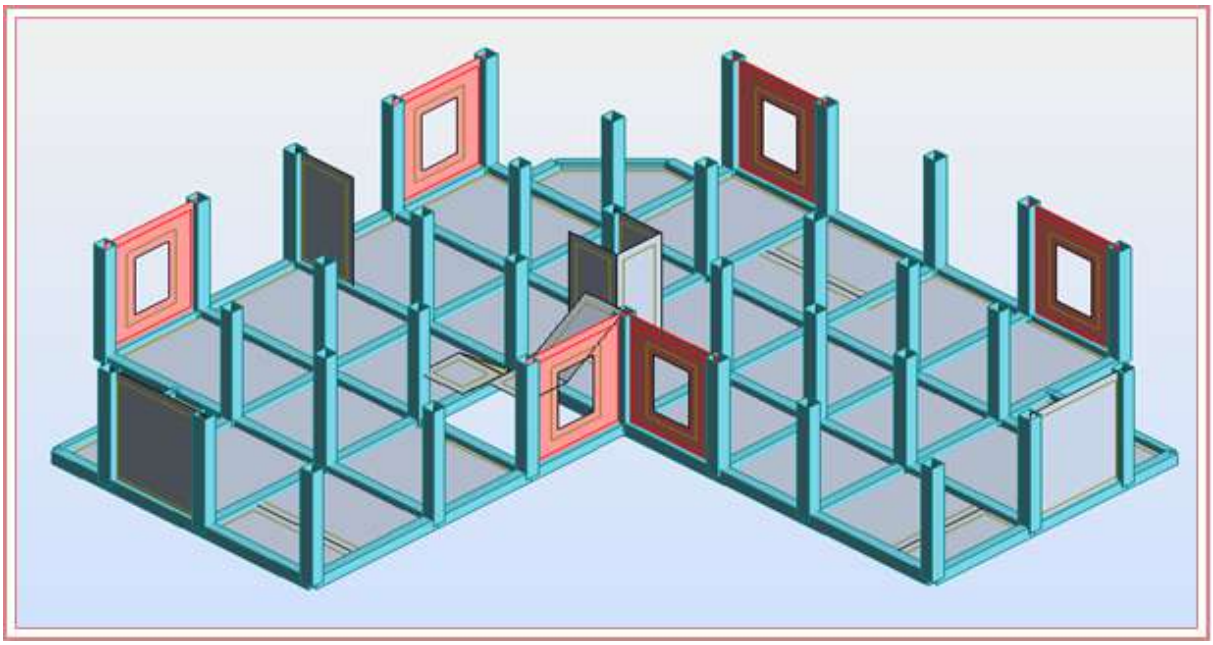


Figure V.14. les voiles avec ouverture des étages courants

- **Les linteaux :**

La partie des voiles située au dessus ou au dessous des ouvertures s'appelés ¨**linteaux**¨

Les linteaux sont considérés comme des poutres courtes encastrées sur les appuis .

- **Les trumeaux :**

La partie du voile entre les ouvertures s'appelle ¨**trumeaux** ¨

Le calcul des trumeaux se fera dans la direction de leur plan moyen d'après les règles de CBA93.

- **Vérification des ouvertures :**

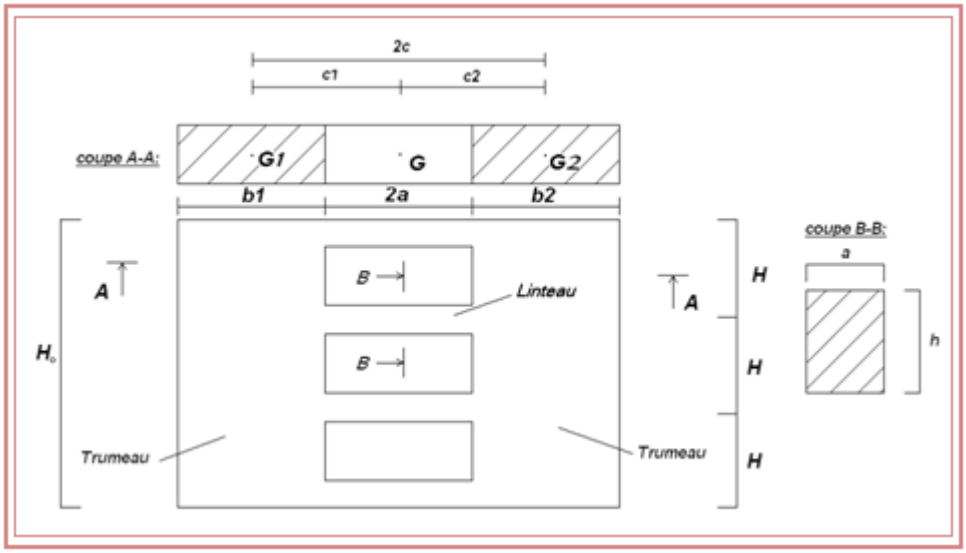


Figure V.15. les caractéristiques géométriques de voile avec ouvertures

Linteau a une section B'=a.h , et une inertie $i = \frac{a.h^3}{12}$

Les trumeau ont les section B_1 et B_2 pour la coté droite et gauche avec centre de gravité G1 et G2 successivement

Où : $B_1 = a.b_1$ et $B_2 = a.b_2$

I_1 et I_2 sont les moment d'inertie par rapport aux centres de gravité G_1 et G_2

$$I_1 = \frac{a.b_1^3}{12} ; \quad I_2 = \frac{a.b_2^3}{12}$$

G : centre de gravité de la section composée de B_1+B_2

$I_0=I_1+I_2$:Somme des inerties

$I=I_0+B_1C_1^2+B_2C_2^2$: moment d'inertie de la section composée de B_1+B_2 par rapport à G

- ***Etapes de calcules :***

α= w.H_0(coefficient des monolithismes des voiles).

Avec H_0 la hauteur totale du voile (refend) et

$$\varphi^2 = \frac{3 \cdot i \cdot I \cdot C}{I_0 \cdot m \cdot a_0^3 \cdot H} \quad et \quad ; \quad m = \frac{2 \cdot C \cdot B_1 \cdot B_2}{B_1 + B_2}$$

- ***Trois cas sont possibles :***

1- α>10 le linteau est très rigides , l'ouverture est très petite. Le voile est considéré comme plein

2- α<1 le linteau est faible l'ouverture est grande dans ce cas on néglige la rigidité des linteaux

3- 1<α<10 cas moyen dans ce cas on considère que le linteau travaille comme ma poutre dans le portique.

Tableau V.22. vérification des ouvertures

voile	a	h m1	b m	B m²	C m	i $m^4x\ 10^{-3}$	I_0 $m^4\ 10^{-3}$	I $m^4\ 10^{-3}$	a_0 m	m	H	φ	H_0	α	cas
RD C1X	0.15	0	0.67	0.10	1.425	0	7.68	213.3	0.75	0.14	2.45	0	3.23	0	α <1
RD C2X	0.15	0	0.32	0.05	1.425	0	0.86	198.8	1.10	0.07	2.45	0	3.23	0	α <1
RD C1Y	0.15	0.92	0.9	0.13	1.50	9.89	18.22	321.9	0.60	0.20	1.6	11.3	3.23	36.7	α <10
RD C2Y	0.15	0	0.32	0.05	1.425	0	0.86	198.8	1.10	0.07	2.45	0	3.23	0	α <1
Etage	0.15	0.92	0.82	0.12	1.125	9.89	14.04	323.1	0.6	0.14	1.6	15.8	3.23	51.2	α <10

Le voile RDC1Y et les voiles des étages courants avec ouvertures sont considéré comme plein .on les calcule par la même méthode que les voiles plein.

* **Ferraillage des voiles :**

1 . Armatures verticales :

Tableau V.23. ferraillage verticale de voile RDC1Y et les voiles des étages (comme plein)à L'ELU

	Niveau	Sect°	combinaiso	N	M	A_s	A'_s	A_{min}		A choisi
								CBA93	RPA99	
Sens X	1er 2eme 3eme 4eme	15 X 325	0.8G-Q	-484.58	1.86	24.4	24.4	2.44	9.75	2(22HA12)= 24.88
	5eme 6eme 7eme	15 X 325	0.8G-Q	-246.62	3.94	24.4	24.4	2.44	9.75	2(22HA12)= 24.88
Sens Y	RDC	15 X 340	G+Q-EY	1208.42	0.79	25.5	25.5	2.44	9.75	
	1er 2eme 3eme 4eme	15 X 325	G+Q-EY	-917.0	1.30	24.4	24.4	2.55	10.2	2(22HA12)= 24.88
	5eme 6eme 7eme	15 X 325	G+Q-EY	367.28	3.46	24.4	24.4	2.44	9.75	2(22HA12)= 24.88

Tableau V.24. Ferraillage verticales des trumeaux à L'ELU

	Niveau	Sect°	combinaiso	N	M	A_s	A'_s	A_{min}		A choisi
								CBA93	RPA99	
Sens X	RDC1	15 x 87.5	G+Q-EX	-407.91	2.60	6.6	6.6	0.65	2.625	2(6HA12)=6.78
	RDC2	15 X 52.5	0.8G-EX	-366.23	3.36	4.8	4.8	0.39	1.575	2(6HA12)= 6.78
Sens Y	RDC2	15 X 52.5	G+Q-EY	-1760.21	0.93	22.1	22.1	0.39	1.575	2(20HA12)= 22.62

- **Vérification des contraintes a l'état limite de service :**

Tableau V.25. Vérification des contraintes à L'ELS pour les voiles des étages et RDCY1

	Niveau	Sect°	N	M	A_s	A'_s	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	Vérification
Sens X	1er 2eme 3eme 4eme	15 X 325	-93.05	1.07	13.6	13.6	0.2	0	2.7	C.V
	5eme 6eme 7eme	15 X 325	-67.28	1.76	13.6	13.6	0	2.0	0	C.V
Sens Y	RDC	15 X 340	-304.37	0.49	13.6	13.6	0	8.3	0	C.V
	1er 2eme 3eme 4eme	15 X 325	-237.55	0.91	13.6	13.6	0	6.8	0	C.V
	5eme 6eme 7eme	15 X 325	-130.23	2.55	13.6	13.6	0	3.8	0	C.V

Tableau V.26. Vérification des contraintes à L'ELS pour les trumeaux

	Niveau	*Sect°*	*N*	*M*	A_s	A'_s	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	*Vérification*
Sens X	*RDC1*	*15 x 87.5*	-79.60	2.25	*6.6*	*6.6*	*0*	*9.01*	*0*	*C.V*
	RDC 2	*15 X 52.5*	*-113.57*	*4.10*	*4.8*	*4.8*	0	13.4	0	C.V
Sens Y	*RDC2*	*15 X 52.5*	*-442.10*	*0.24*	*22.1*	*22.1*	0	98.1	0	C.V

2 .Armatures horizontales :

- **Vérification des voiles a l'effort tranchant :**

Tableau .V.27. Vérification des voiles à l'effort tranchant.

	Niv	Sect°	T (KN)	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Sens X	RDC1	15 x 87.5	312.08	3.7	5	C.V
	RDC2	15 X 52.5	227.81	4.5	5	
	1^{er} 2^{eme} 3^{eme} 4^{eme}	15 X 325	371.23	1.184	5	C.V
	5^{eme} 6^{eme} 7^{eme}	15 X 325	207.45	0.66	5	C.V
Sens Y	RDC1	15 X 325	360.29	1.1	5	C.V
	RDC2	15 X 52.5	242.6	4.8	5	C.V
	1^{er} 2^{eme} 3^{eme} 4^{eme}	15 X 325	366.63	1.17	5	C.V
	5^{eme} 6^{eme} 7^{eme}	15 X 325	208.288	0.66	5	C.V

- **Calcul des armatures horizontales :**

Tableau .V.28.Détermination des armatures horizontales.

	Niv	L (m)	Ep (m)	τ_u (MPa)	$Ø_h$	S_h *CBA*	S_h *RPA*	S_h choisi	A_h *(cm2)*	A_{hmin} *RPA (cm2)*	$A_h \geq A_{h\ min}$
Sens X	*RDC1*	*0.875*	0.15	*3.7*	8	40	22.5	15	*2(16Ø8)=8.04*	7.31	C.V
	RDC2	*0.525*	0.15	*4.5*	8	40	22.5	15	*2(16Ø8)=8.04*	7.31	C.V
	1er 2eme 3eme 4eme	*3.25*	0.15	*1.184*	8	40	22.5	15	*2(16Ø8)=8.04*	7.31	C.V
	5eme 6eme 7eme	*3.25*	0.15	*0.66*	8	40	22.5	15	*2(16Ø8)=8.04*	7.31	C.V
Sens Y	*RDC1*	*3.25*	0.15	*1.1*	8	40	22.5	15	*2(16Ø8)=8.04*	7.31	C.V
	RDC2	*0.525*	0.15	*4.8*	8	40	22.5	15	*2(16Ø8)=8.04*	7.31	C.V
	1er 2eme 3eme 4eme	*3.25*	0.15	*1.17*	8	40	22.5	15	*2(16Ø8)=8.04*	7.31	C.V
	5eme 6eme 7eme	*3.25*	0.15	*0.66*	8	40	22.5	15	*2(16Ø8)=8.04*	7.31	C.V

3. Ferraillage des linteaux :

- **Premier cas :** $\tau b \leq 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V).

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (Al)
- Des aciers transversaux ($A0$)
- Des aciers en partie courante (acier de peau) (Ac)

a. Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule : $A_l \geq \frac{M}{z.f_e}$

Avec :

$z=h-2d'$ Où :

h est la hauteur totale du linteau

d' est la distance d'enrobage

M moment dû à l'effort tranchant ($V=1.4V_{u\,calcul}$).

b. Acier transversaux

- **Premier sous- cas**

Linteaux longs $\left(\lambda_g = \frac{l}{h} > 1\right)$

On a : $s \leq \frac{A_t.f_e.z}{V}$

Où

s : espacement des cours d'armatures transversales.

At : Section d'un cours d'armatures transversales

$z=h-2d'$

V : effort tranchant dans la section considérée ($V=1.4V_{u\,calcul}$)

$l=portée\ du\ linteau$

- **Deuxième sous cas :**

Linteaux court ($\lambda g<1$)

On a : $s \leq \frac{A_t.f_e.z}{V+A_t.f_e}$

$V=\min(V1,2)$

$V2=2V_{u\,calcul}$ et $V_l = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec M_{ci} et M_{ci} moment ' résistants ultimes ' des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ii} et calculés par : $M_c = A_l f_e z$

Avec : $z = h - 2d'$

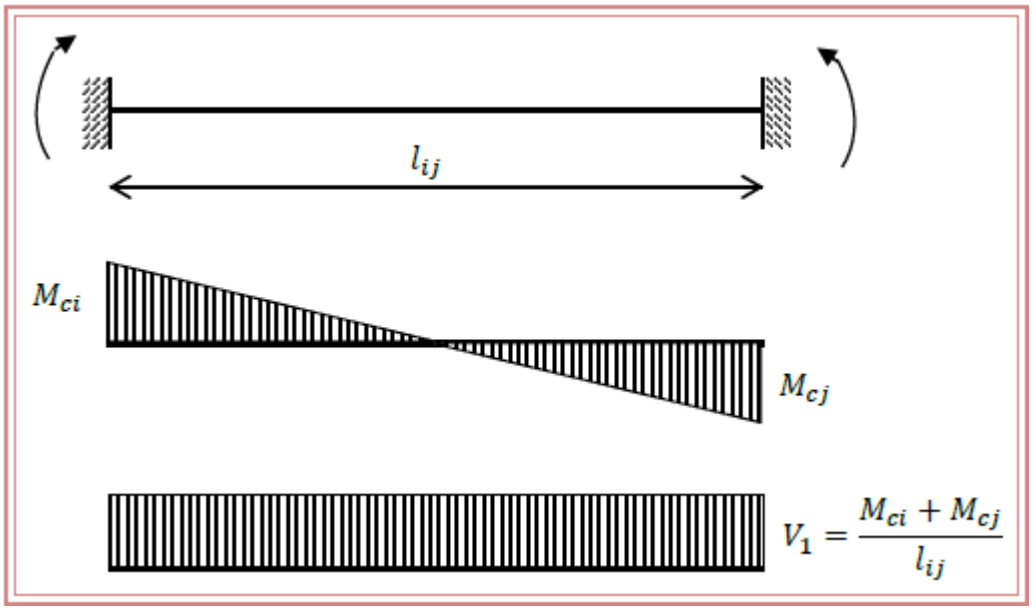


Figure V.16.Effort tranchant et moment dans le linteau

- **Deuxième cas $\tau_b > 0.06 f_{c28}$**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires. Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armature diagonales A_d à disposer obligatoirement
Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

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

Avec $tg\alpha = \frac{h-2d'}{l}$ et $V = V_{calcul}$ (sans majoration)

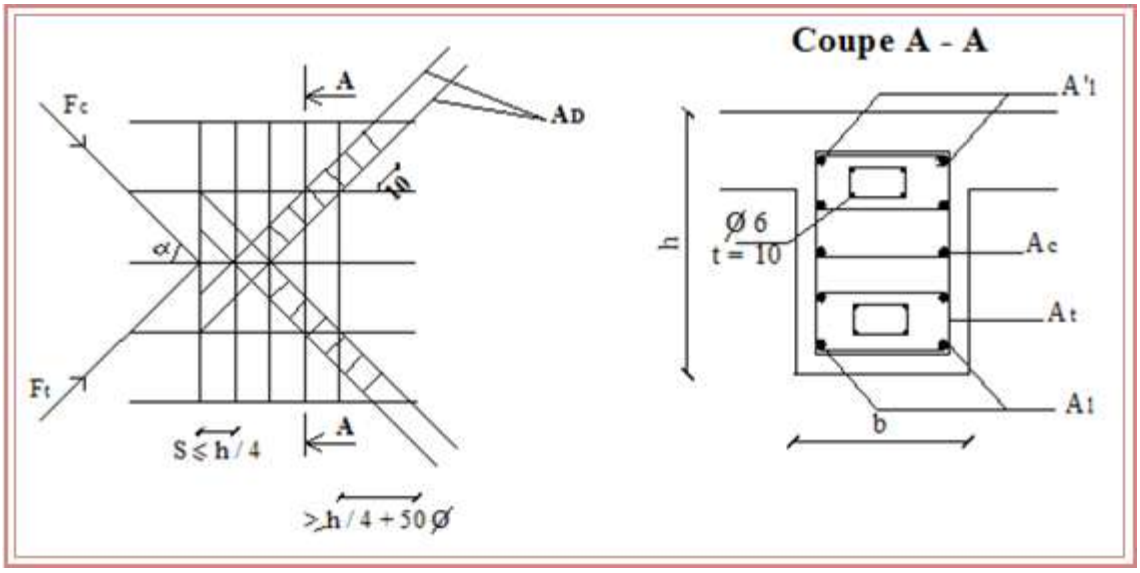


Figure V.17. Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal :**

$$(A_l , A'_l) . 0{,}0015 . b . h \ (0{,}15\%)$$

$$\tau_b \leq 0{,}025 \ f_{c28} : A_t \geq 0{,}0015 . b . s \ (0{,}15\%)$$

$$\tau_b > 0{,}025 \ f \ c28 : A \ t > 0{,}0025 . b . s \ (0{,}25\%)$$

$$A_c \geq 0{,}002 . b . h \ (0{,}20 \ \%)$$

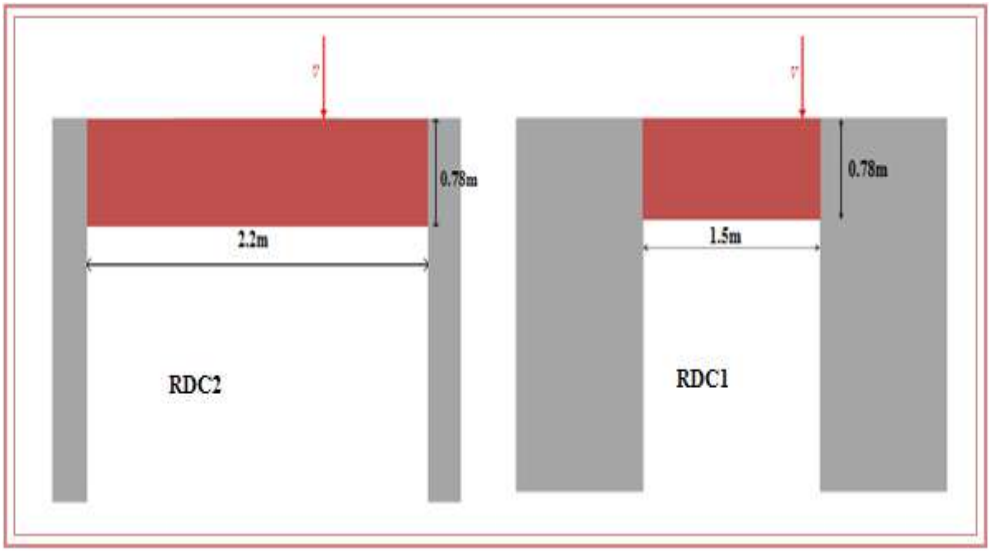


Figure V.18.l'effort tranchant sur les linteaux

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Armatures longitudinales :

Tableau V.29. calcul du τ_b

Voiles	$V_{calcul}(kN)$	$\overline{V}=1.4V_{calculé}$	τ_b	$0.2f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.2f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC1	5.73	8.022	0.076	5	C.V	C.V
RDC2	6.95	9.73	0.092	5	C.V	C.V

Tableau V.30. Armatures longitudinales et de peau des linteaux

	M (KN.m)	Al (cm²)	Amin (cm²)	Al choisis (cm²)	Ac (cm²)	Ac choisis (cm²)
RDC1	0.52	0.017	1.755	3HA12=3.39	2.34	3HA12=3.39
RDC2	0.61	0.021	1.755	3HA12=3.39	2.34	3HA12=3.39

Armatures transversales :

Tableau V.31. Armatures transversales des linteaux

	λ_g	$\lambda_g > 1$	V (kN)	S_t	S choisis	Amin (cm²)	A_t (cm²)
RDC1	1.92	C.V	4.09	19.5	15	0.45	4Ø8 = 2.01
RDC2	2.82	C.V	2.99	19.5	15	0.45	4Ø8 = 2.01

CONCLUSION :

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

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.INTRODUCTION :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

-Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.

-Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.

- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable

-Jouer un rôle d'appuis.

VI.2.ETUDE DE FONDATION :

VI.2.1.Généralité :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support, les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autre organes cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de fondation qui convient mieux a supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder a un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

VI.2.2.Contrainte admissible du sol :

Tableau.VI.1.Résultats des investigations géotechniques

Proposition	*Taux de travail retenu*	*Profondeur d'ancrage*
1	2 bars	1.5 m

VI.2.3.Choix du type de fondation :

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible= 2bars), sur le quel est implanté notre ouvrage, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

Vérification du chevauchement entre les semelles :

a. Notion des bulbes de pression :

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans Les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation),

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions,

ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

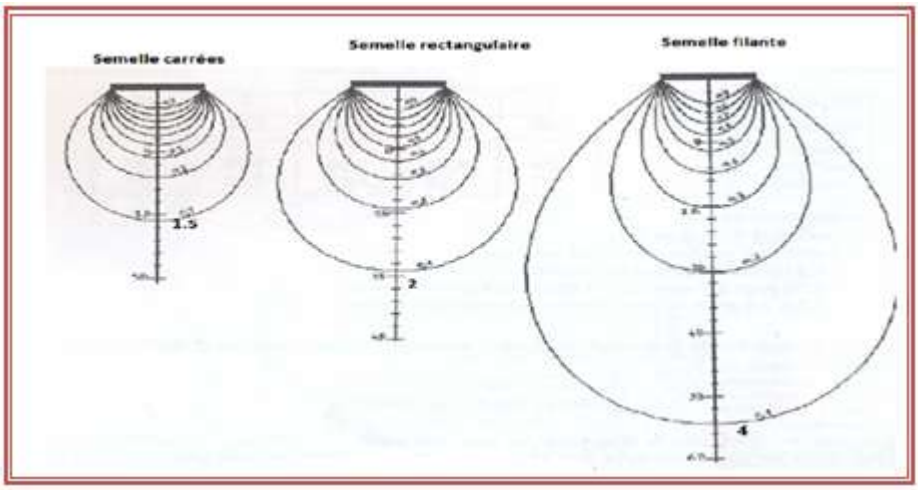


Figure VI.1.Bulbes de pression dans différents types de semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.[5]

Pour cela on doit procéder aux vérifications suivantes :

Chevauchement entre semelles isolées : $L \geq \frac{B_1 + B_2}{2} \times 1.5$

Chevauchement entre semelles filantes : $L \geq \frac{c_1 + c_2}{2} \times 4$

Ou L : distance entre deux semelles

B : largeur de la semelle

b. vérification de tassements différentiels:

Pour calculer l'encrage des semelles circulaire on doit respecter le rapport $\alpha = \frac{X}{L} \leq \frac{2}{3}$

Avec : L : la distance entre les semelles.

X : l'encrage des semelles

Tableau. VI.2. Détermination de l'encrage

X(m)	L (m)	α	$\alpha \leq \frac{2}{3}$
1	2	1.11	C.N.V
1.5	2	0.86	C.N.V
2	2	0.61	C.V

Deux metres d'ancrage peut verifier la stabilité de la fondation d'apres le RPA

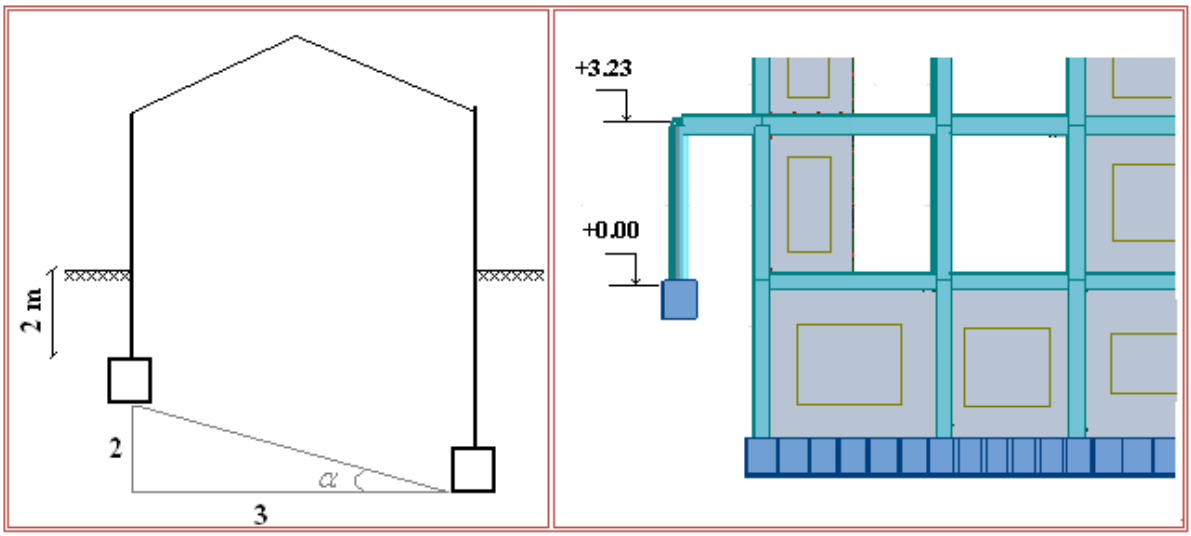


Figure VI.2.Cas d'untassement différentiel

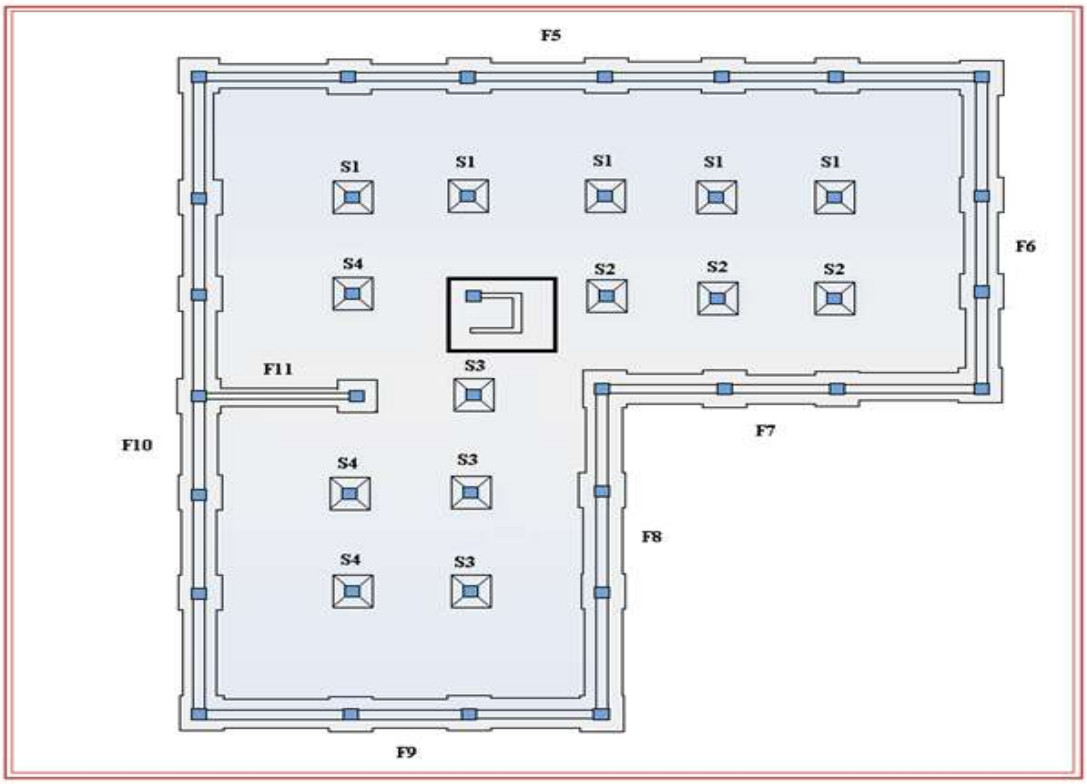


Figure VI.3.Choix N°1 des semelles.

c. Dimensionnement des semelles isolées :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Les dimensions en plan des semelles isolées sont déterminées comme suite :

La réaction du sol est trapézoïdale : $e_0 = \frac{M}{N} \leq B/6$

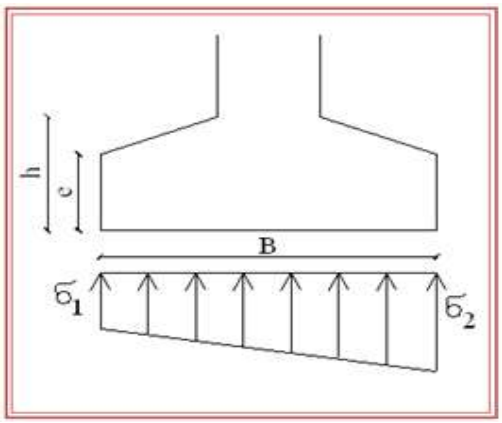


Figure VI.4. Schéma équivalent d'une semelle isolée

– **Prenant la combinaison G+Q.**

La contrainte σ_m, doit rester toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible σ_s :

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N}{A.B}(1+\frac{3e_{0b}}{B}) \leq \sigma_{sol}$$

Pour déduire A et B, on donne une valeur pour B, avec $\frac{A}{B}=\frac{a}{b}=1$

- Hauteur utile: $d_a = d_b \geq \frac{B-b}{4}$
- Hauteur totale: h = d + c
- Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$

a,b : dimension du poteaux.

A,B : dimension de la semelle

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

Tableau. VI.1. Dimensionnement des semelles isolées sous poteaux circulaire

Semelles	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A (m)	B (m)	$B_{adopté}$ (m)	d (m)	h (m)	e (cm)
S1'	6,73	0,27	2,07	0.18	0.18	0.5	0.0375	6.75	10

Tableau. VI.2. Dimensionnement des semelles isolées sous poteaux carré

Semelles	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	e_0 (m)	A (m)	B (m)	$B_{adopté}$ (m)	d (m)	h (m)	e (cm)
S1	885,05	-4,30	-0,46	0.005	2.10	2.10	2.10	0.425	45	20
S2	785,14	0,32	-0,32	0.0004	1.98	1.98	2.00	0.40	45	15
S3	865,57	4,07	-0,80	0.004	2.03	2.08	2.10	0.425	45	20
S4	868,02	4,46	0,62	0.004	2.08	2.08	2.10	0.425	45	20

Tableau. VI.3.Vérification du chevauchement entre les semelles.

	Semelles	L(m)	$\frac{B_1 + B_2}{2} \times 1.5$	$L \geq \frac{B_1 + B_2}{2} \times 1.5$
Sens X	S_{I1}-S_{I1}	3.13	3.15	C.N.V
	S_{I2}-S_{I2}	3.13	3.00	C.V
	S_{I3}-S_{I3}	3.25	3.15	C.V
	S_{I4}-S_{I4}	3.25	3.15	C.V
Sens Y	S_{I1}-S_{I2}	3.25	3.075	C.V
	S_{I1}-S_{I4}	3.25	3.15	C.V
	S_{I3}-S_{I4}	3.25	3.075	C.V

d. Dimensionnement des semelles filantes:

- **Semelles filante sous voiles :**

Les semelles filantes sont dimensionnées a ELS sous l'effort N : Ns = G + Q

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_t}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{Sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_t}{L \times \overline{\sigma_{Sol}}}$$

$\overline{\sigma_{Sol}}$: Contrainte admissible du sol vaut 0,2 MP

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle.

Tableau. VI.4.Dimensionnement des semelles filantes sous mur

	L (m)	N(KN)	B(m)	$B_{adopté}$ (m)	$S(m^2)$
F3	22.08	2771,34	0.79	1.00	22.08
F4	10.85	1421,43	0.80	1.00	10.85
F5	10.68	1619,25	0.87	1.00	10.68
F6	10.9	1685,21	0.88	1.00	10.9
F7	11.4	1391,89	0.78	1.00	11.4
F8	21.75	2722,94	0.79	1.00	21.75
F9	4.4	1170,37	1.14	1.2	4.4

Tableau. VI.5.Vérification du chevauchement entre les semelles isolé et les semelles filante

	Semelles	L (m)	$\frac{c_F}{2}\times 4+\frac{c_I}{2}\times 1.5$	$L \geq \frac{c_F}{2}\times 4+\frac{c_I}{2}\times 1.5$
Sens X	S_{I1}-F_6	4.30	3.57	C.V
	S_{I1}-F_{10}	4.40	3.57	C.V
	S_{I2}-F_6	4.30	3.5	C.V
	S_{I3}-F_8	3.75	3.5	C.V
	S_{I4}-F_{10}	4.40	3.57	C.V
Sens Y	S_{I1}-F_5	4.20	3.57	C.V
	S_{I2}-F_7	3.40	3.5	C.V
	S_{I4}-F_{11}	3.40	4.17	C.N.V
	S_{I4}-F_9	4.25	3.57	C.V

D'après ces résultats, on remarque qu'on a un chevauchement entre les semelles (S_{I4}-F_{11}) dans le sens Y ce qui nous mène à envisager une semelle filante suivant cette direction.

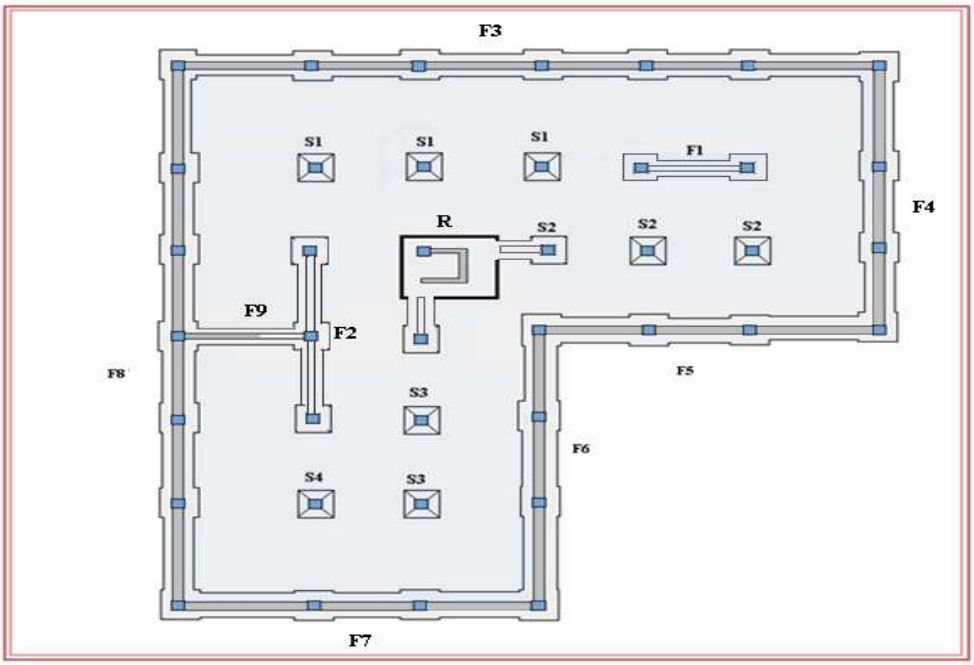


Figure VI.5.Choix N°2 des semelles.

- **Semelles filante sous poteaux :**

-Dimensionnement

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_t}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{Sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_t}{L \times \overline{\sigma_{Sol}}}$$

$\overline{\sigma_{Sol}}$: Contrainte admissible du sol vaut 0,2 MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

Hauteur utile: $d_a = d_b \geq \frac{B-b}{4}$

Hauteur totale: h = d + c

Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$

Tableau. VI.6.Dimensionnement des semelles filantes sous poteau.

	N(KN)	M_x(KN.m)	M_y(KN.m)	e(m)	L(m)	B(m)	$B_{adopté}$(m)	S (m^2)
F_1	1636,83	8,11	0,46	0.005	4.14	1.97	2.00	8.28
F_2	2248,12	0,26	0,79	0.0003	7.8	1.44	1.5	11.7

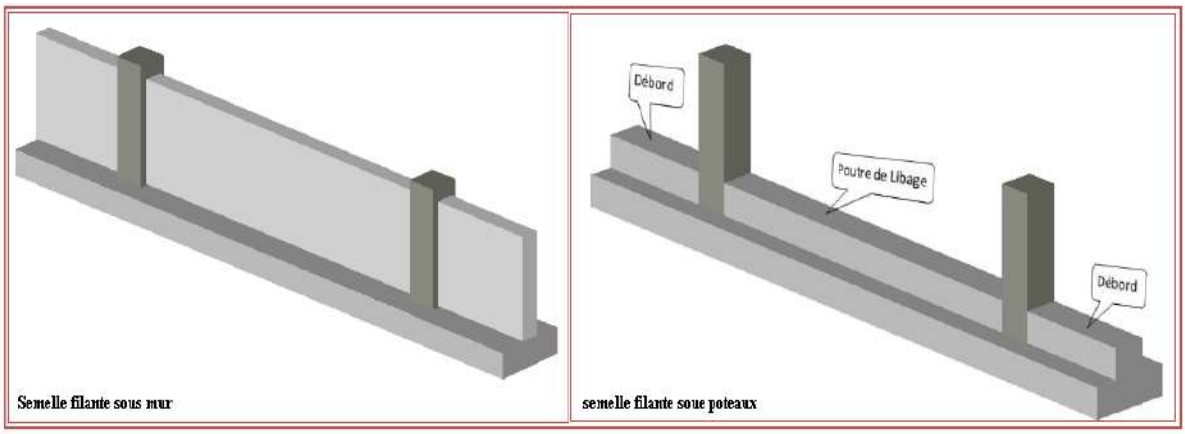


Figure VI.6. Semelle filante

Tableau. VI.7. dimensionnement des semelles filante

Semelle	L (m)	N_{ser}(kN)	B(m)	B (m)	d (m)	h(m)	e(m)
F_1	4.13	1636,83	2.00	0.4	0.40	0.43	0.15
F_2	7.80	2248,12	1.50	0.4	0.30	0.33	0.15
F_3	22.08	2771,34	1.00	0.4	0.15	0.20	0.10
F_4	10.85	1421,43	1.00	0.4	0.15	0.20	0.10
F_5	10.68	1619,25	1.00	0.4	0.15	0.20	0.10
F_6	10.9	1685,21	1.00	0.4	0.15	0.20	0.10
F7	11.4	1391,89	1.00	0.4	0.15	0.20	0.10
F8	21.75	2722,94	1.00	0.4	0.15	0.20	0.10
F9	4.4	1170,37	1.30	0.4	0.22	0.25	0.15

VI.3. FERRAILLAGES:

VI.3.1. Semelles filantes :

a. Ferraillage transversale

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.
Les armatures principales, transversales. et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

-Armatures principales :

$$N' = N(1+\frac{3e_{0b}}{B})$$

D'où : $A = N'\frac{(B-b)}{8d_b\sigma_s}$

Avec :

- n: étant le nombre de barres
- [σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- [σs] = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. VI.8.Ferraillage des semelles filantes à l'état limite ultime

Semelles	N_u (KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	N'_u (KN)	A_u (cm²)
F_1	549.17	2.63	0.004	549.17	5.49
F_2	399.43	1,10	0.002	400.63	2.88
F_3	174.39	4.56	0.0261	178.94	2.57
F_4	182.06	0.26	0.0014	182.31	2.62
F_5	188.62	2.75	0.0145	191.35	2.75
F_6	220.52	0.63	0.0028	221.13	3.18
F_7	143.24	3.41	0.0238	146.65	2.11
F_8	170.46	0.48	0.0028	170.94	2.45
F_9	267.03	1.19	0.0044	268.20	3.85

Tableau. VI.9. Ferraillage des semelles à l'état limite de service

Semelles	N_{ser} (KN/ml)	M_{ser} (KNm)	e_0 (m)	N'_{ser} (KN/ml)	A_{ser} (cm^2)
F_1	396.32	1.49	0.005	400.28	6.41
F_2	288.22	1.01	0.002	289.08	7.15
F_3	125.51	3.22	0.0256	128.35	4.73
F_4	131.01	0.19	0.0014	131.19	3.25
F_5	151.62	1.66	0.0110	153.29	3.79
F_6	154.61	0.4	0.0025	154.99	3.84
F_7	122.09	2.32	0.019	124.41	3.08
F_8	125.19	0.35	0.0027	125.53	3.10
F_9	192.69	0.86	0.0044	193.54	4.79

Tableau VI.10.Ferraillagedes semelles filantes

semelles	A_u (cm^2)	A_{ser} (cm^2)	$A_{choisis}$ (cm^2)	ESP (cm)
F_1	5.49	6.41	8HA12=9.05	10
F_2	2.88	7.15	8HA12=9.05	15
F_3	2.57	4.73	5HA12=5.65	15
F_4	2.62	3.25	4HA12=4.52	15
F_5	2.75	3.79	4HA12=4.52	15
F_6	3.18	3.84	4HA12=4.52	15
F_7	2.11	3.08	4HA12=4.52	15
F_8	2.45	3.10	4HA12=4.52	15
F_9	3.85	4.79	5HA12=5.65	15

Ferraillage longitudinale des semelles filantes :

- **Dimensionnement** :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et lesmoments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p 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.

Il faut vérifier l'inégalité suivant : $l_{max} \leq \frac{\pi}{2}.l_e$

Avec : l_{max}=Max [l_i] et

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Où : E : module d'élasticité du béton (E=10818.86MPa)

b : largeur de la poutre prise égale à la largeur b du poteau

K : coefficient de raideur du sol (K=4 Kg/cm^{3}pour un sol moyen)

I : moment d'inertie de la poutre de libage $\left(I = \frac{b.h_p^3}{12} \right)$

h_p : la hauteur de la poutre de libage $\left(h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.K.l^4{}_{max}}{E}} \right)$

Les poutres de libage (PLi) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF1et SF2) respectivement.

Tableau VI.11. Dimensionnement de la poutre de libage

	b (m)	l_{max}(m)	h_p(m)	I(m^2)	$\frac{\pi}{2}.l_e$	$l_{max} \leq \frac{\pi}{2}.l_e$
PL1	0.40	3.13	0.70	1.14x10^{-3}	3.25	C.V
PL2	0.40	3.25	0.70	1.14x10^{-3}	3.25	C.V

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence àdéterminer la réaction du sol q (KN/m2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec : ΣNi :la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q(kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI .12. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	ΣN_{iult}	ΣN_{iser}	L(m)	q_u	q_{ser}
PL1	2416.39	1743.81	4.13	585.08	422.23
PL2	3115.55	2248.12	7.8	399.43	288.22

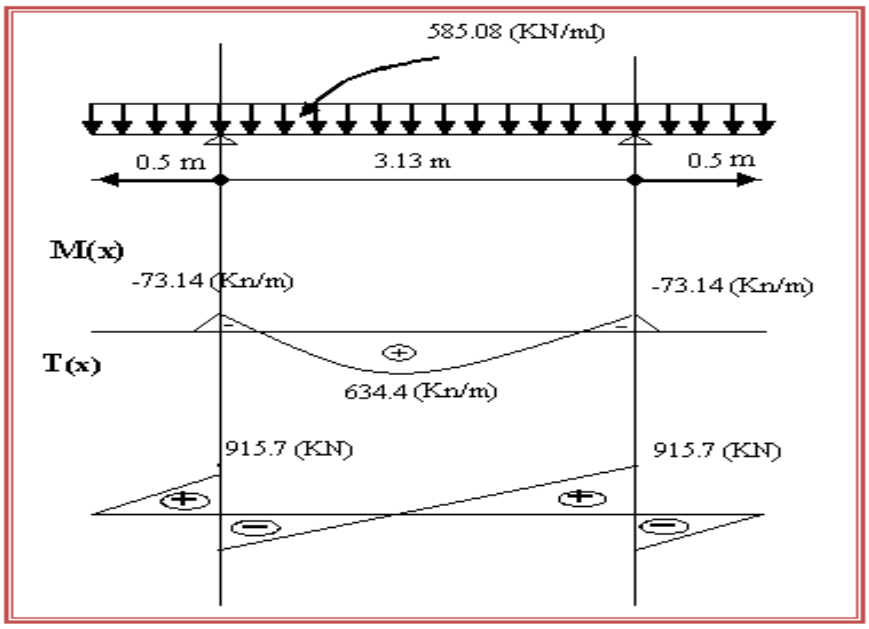


Figure VI.7.Schéma et diagramme des efforts internes de la semelle filante SF1

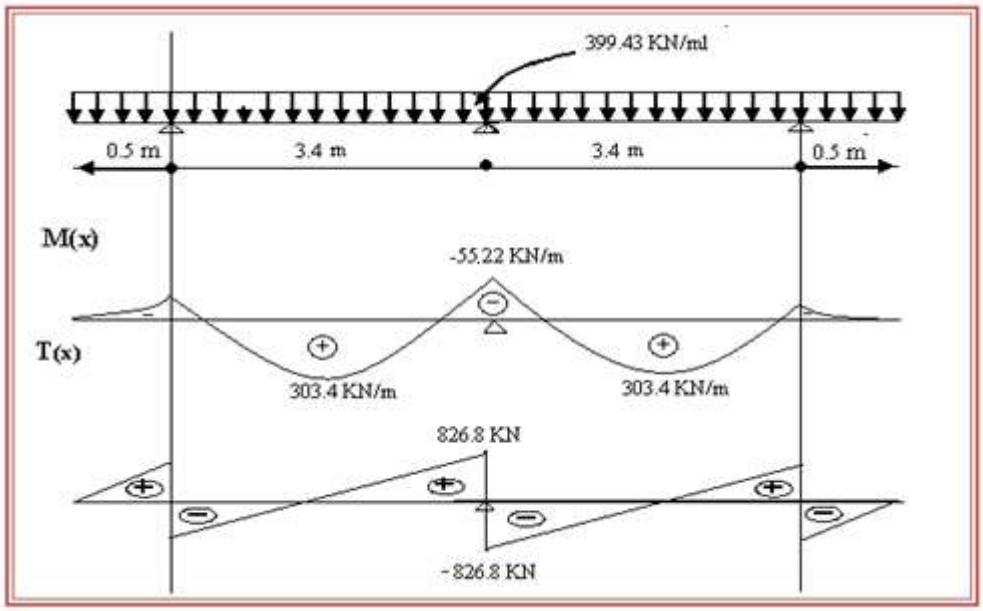


Figure VI.8. Schéma et diagramme des efforts internes de la semelle filante SF2

c. Calcul du ferraillage :

Armatures longitudinales :

- **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$d = h - e - \frac{\phi}{2} \square 0.9.h$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; on a: $\mu \leq \mu l = 0.392 \Longrightarrow A' = 0$ et $A = \frac{M}{\beta.d.\sigma s}$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	d (cm)	A_s (cm²)	A_s'(cm²)	Choix
PL1	Travée	535.2	45	25.8	0	14HA16=28.14
	Appui	-21.27	45	2.8	0	3HA12 =3.39
PL2	Travée	303.4	45	13.8	0	9 HA14 =13.85
	Appui	-55.22	45	2.8	0	3 HA 12=3.39

- **Vérification à l'E.L.S aux appuis et en travée:**

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

Tableau VI.14. Vérification à l'E.L.S

	M_{ser} kN.m	A_u cm^2	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observ^{t}
PL1	464.3	28.14	13.3	15	**C.V**
	-52.78	3.39	1.5	15	**C.V**
PL2	218.9	13.85	8.3	15	**C.V**
	-39.85	3.39	1.1	15	**C.V**

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

- Vérification de l'effort tranchant: -

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$

(Fissurationpeu nuisible) $\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15 \cdot f_e}{\gamma_b}; 4MPa\right\} \Rightarrow$ Où :

$$\overline{\tau_u} = 3.26MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{585.8 \times 10^3}{4000 \times 650} = 0.22 \text{ MPa}$$

D'où alors $\tau_u = 0.22MPa < \overline{\tau}_u = 3.26$ MPa **(C.V)**

VI.3.2. Ferraillage de semelles isolées :

Pour la détermination du ferraillage de la semelle ne peut être appliquée si :

$$\sigma_2 - \sigma_1 \leq \frac{2}{3}\ \sigma_m \Rightarrow e_{0b} \leq \frac{B}{18}$$

$$A_a = \frac{N'(A-a)}{8 \times d_a \times \overline{\sigma_S}} \; et \; A_b = \frac{N'(B-b)}{8 \times d_b \times \overline{\sigma_S}} \; avec \; N' = N(1 + \frac{3e_{0b}}{B})$$

Tableau. VI.15. Ferraillage des semelles à L'ELU

Semelles	N_u(KN)	M_u(KN.m)	N'_u(KN)	e(m)	B (m)	A(cm²)
S1	1173,83	-6,14	1157.88	0.005	2.10	16.63
S2	1088,21	0,49	1088.86	0.0004	2.00	15.64
S3	1199,34	5,81	1207.91	0.005	2.10	17.35
S4	1203,01	6,37	1211.60	0.005	2.10	17.40

Tableau. VI.16. Ferraillage des semelles à L'ELS

Semelles	N_{ser}	M_{ser}	N'_{ser}	e(m)	B (m)	A(cm²)
S1	829,48	-4,30	835.4	0.005	2.10	20.67
S2	785,14	0,32	785.61	0.0004	2.00	19.44
S3	865,57	4,07	871.75	0.005	2.10	21.57
S4	868,02	4,46	874.22	0.005	2.10	21.64

A= Max [A_{ult} et A_{ser}]

Tableau. VI.17. Ferraillage des semelles

Semelles	B (m)	A(cm²)	A_{choisi}(cm²)
S1	2.10	20.67	20HA12 =22.62
S2	2.00	19.44	20HA12 =22.62
S3	2.10	21.57	20HA12 =22.62
S4	2.10	21.64	20HA12 =22.62

VI.3.3. Calcul de radier partiel

Le radier partiel qui supporte la cage d'ascenseur sera calculer comme une dalle pleine

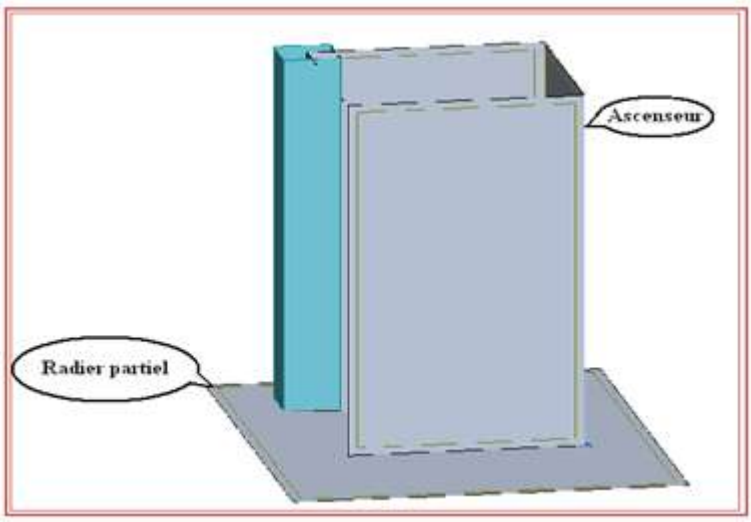


Figure VI.9. Radier partiel

VI.4.1.Prédimensionnement :

- **Détermination de l'épaisseur du radier :**

Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0.05\, f_{c28}\ ;\ V_u = \frac{ql}{2}$$

$$\text{avec } q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}} = \frac{922.68 \times 1ml}{4}$$

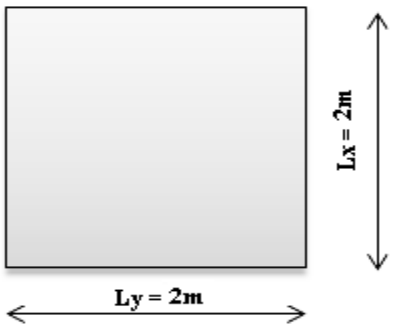


Figure.VI.10.dimension du radier

q=230.67 KN/ml

$$\frac{V_u}{b.d} = \frac{q\frac{L}{2}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau} = 0.05\, f_{c28} \Rightarrow h \geq \frac{230.67 \times 2}{0.05 \times 1 \times 0.9 \times 25.10^3} = 0.41$$

Donc on prend h= 45cm

VI.4.2.Calcul des sollicitations :

On a : $\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{2}{2} = 1$ donc la dalle travaille suivant deux directions.

Le calcul ce feras par la méthode des lignes de rupture.

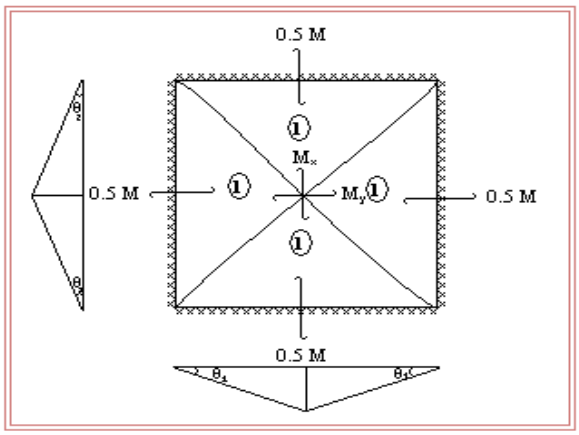


Figure.VI.11.Dalle reposant sur 4 appuis.

- **Travail externe :**

$T_{ext} = 4T^1_{ext}$

$T_{ext} = 4\ qS_1\frac{f}{3} = 4\ (2x2)\ q\frac{f}{3}$

$T_{ext} = 5.33q\ f.$

- **Travail interne :**

$T_{int} = 4\ T^1_{int}$ avec $T^1_{int} = 0.5M\ (2)\ \frac{f}{0.8} + M\ (2)\ \frac{f}{0.8}$

$T_{int} = 15\ M\ f.$

- **Principe du travail virtuel :**

Travail externe = Travail interne **: (Σ Text= Σ Tint)**

$5.33q\ f = 15\ M\ f$

M = 0.35 q

Tableau. VI.18. Résultats

M_u(KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Sens « x »		Sens « y »	
80.5	55.069	Mt,u (KN.m)	80.5	Mt,u (KN.m)	80.5
		Ma,u (KN.m)	40.25	Ma,u (KN.m)	40.25
		$M_{t,ser}$ (KN.m)	55.069	$M_{t,ser}$ (KN.m)	55.069
		$M_{a,ser}$ (KN.m)	27.53	$M_{a,ser}$ (KN.m)	27.53

Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur

Tableau. VI.19. les données.

Beton	f_{c28} =25 MPa	f_{t28} =2.1 MPa	$\sigma_{b\ adm}$ = 14.2	γ_b= 1.5
	b= 100 cm	h= 45 cm	c = c'= 2.cm	
	dx = 12.5		dy =11.5	
Acier	FeE400	fe = 400 MPa	$\sigma_{s\ adm}$=348MPa	γ_s= 1.15

Hauteur utile :

d_x= 45-2-$\frac{1}{2}$ = 42.5 cm

dy = 42.5- $\frac{1-1}{2}$ = 41.5 cm

TableauVI.20.Ferraillage du radier

		M_u(KN.m)	μ	μ<μ_l	β	A (cm²)	A adopté
x-x	Travée	80.5	0.0156	C.V	0.992	2.33	4HA10=3.14
	Appuis	40.25	0.008	C.V	0.996	1.16	4HA10=3.14
y-y	Travée	80.5	0.016	C.V	0.992	2.33	4HA10=3.14
	Appuis	40.25	0.008	C.V	0.996	1.16	4HA10=3.14

- **Condition d'espacement :**

$S_t \leq St_{adm}$ = Min [3h=135 cm, 33cm]=33cm.

Tableau VI.21. Vérification de l'espacement.

	Sens (x-x)		Sens (y-y)		$S_t \leq St_{adm}$
	S_t (cm)	St_{adm}(cm)	S_t (cm)	St_{adm}(cm)	
En travée	25	33	25	33	Oui
E appuis	25	33	25	33	Oui

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_{u,x} = \frac{Vu,x}{b.d} \leq \tau_{u,adm} = 0.07 \frac{fc28}{1.5}$$

Tableau VI.22.Vérification de l'effort tranchant

	Vu (KN)	τ_u(MPa)	$\tau_{u,adm}$(MPa)	$\tau_u \leq \tau_{u,adm}$
Sens (x-x)	230.67	0.57	1.16	Oui
Sens (y-y)	230.67	0.57	1.16	Oui

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **vérification à l'état limite de service**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les résultats sont ordonnes dans le tableau suivant:

Tableau.VI.23.vérification à l'E.L.S

		Mser (KN.m)	As (cm^2)	σ_b	σ_b adm	$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$
Sens (x-x)	**En travée**	55.069	3.14	1.6	15	oui
	En appuis	27.53	3.14	0.8		
Sens (y-y)	**En travée**	55.069	3.14	1.6	15	oui
	En appuis	27.53	3.14	0.8		

- **Vérification préliminaires de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

Sens (x-x) :

- $\frac{h}{Lx} = 0.225 \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35} = 0.037$ à 0.028 (CV)
- $\frac{h}{Lx} = 0.225 \geq \frac{Mt}{20.Mx} = 0.05$(CV)
- $\frac{A}{b.d} = 0.002 \leq \frac{2}{fe} = 0.005$ (CV)

Sens (y-y) :

- $\frac{h}{Ly} = 0.225 \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35} = 0.037$ à 0.028 (CV)
- $\frac{h}{Ly} = 0.225 \geq \frac{Mt}{20.Mx} = 0.05$ (CV)
- $\frac{A}{b.d} = 0.003 \leq \frac{2}{fe} = 0.005$ (CV)

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.4.ETUDE DES LONGRINES :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.4.1.Prédimensionnement:RPA99 version 2003[Art 10.1.1.b]
Pour un sol de fondation de catégorie (S_1), le règlement n'a pas donnes de précision concernant la section minimal ou la valeur de α , car c'est un très bon sol,
une section minimal d'armatures et suffisante.
On adopte une section de: (b x h) =25 cm*30cm

VI.4.2.Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force

" F " égale à:$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$ kN

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.
α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas on va prendre une valeur plus défavorable que notre site, α=12
N_u= 1225.9 KN ;N_{ser}=885.05 KN

F_u= 102.16 ,F_{ser} = 73.75

VI.4.3.Ferraillage:

- **Etat Limite Ultime:**

Les armatures longitudinales sont données par :$A_u = \frac{Fu}{\sigma s}$

$$A_u = \frac{102.16 \times 10^3}{348} = 2.93 cm^2$$

– **Condition de non fragilité: (CBA 93)**

$$A \geq \frac{B.f_{t28}}{f_e} = \frac{25 \times 30 \times 2.1}{400} = 3.94cm^2 \Rightarrow A \geq 3.94cm^2$$

– **Vérification a l'ELS :**

- **Etat limite de service: (CBA 93)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202\text{MPa} \quad \text{Avec : } N_{ser} = 885.05\text{KN}$$

$$\text{Alors : } \quad A_{ser} \geq \frac{1277.88.10^3}{10 \times 202} = 4.38\,\text{cm}^2$$

- **Section minimale donnée par le RPA 99:**

$$A_r \geq 0.6\,\%\,\text{B}$$

$$\text{Alors: } A_r \geq 0.6\,\% \times (25\text{x}30) \Rightarrow A_r = 4.50\,\text{cm}^2$$

- **Résultats:**

$$A = \max\left[A_u, A_{ser}, A_{CBA}, A_{RPA}\right] = 4.5\,\text{cm}^2$$

On adopte : **A = 6 T 12 = 6.78 cm²**

- **Armatures transversales:**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : $\varphi_t = 6\,\text{mm}$

- **Espacement:**

$$S_t = \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm}; 18\text{cm}\right]$$

On adopte : $S_t = 15$ cm.

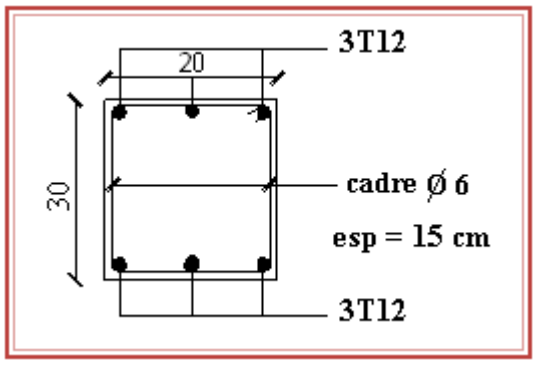


Figure.VI.12. Ferraillage de la longrine

VI.5. Etude de voile périphérique

Notre voile périphérique joue un double rôle :

• encastrement de la base de la structure.

• mur de soutènement.

D'après RPA99/version 2003[art .10.1.2] le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

• Epaisseur ≥ 15 cm.

• Les armatures sont constituées de deux nappes.

• Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.

• Un recouvrement de 50 ø pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 15 cm.

La hauteur de voile périphérique = 3.23 m.

VI.5.1.Evaluation des charges

En Plus de la poussée des terres, le mur de soutènement -voile périphérique- subit aussi la charge d'exploitation q=5kN/m^2 qui vient de commerce

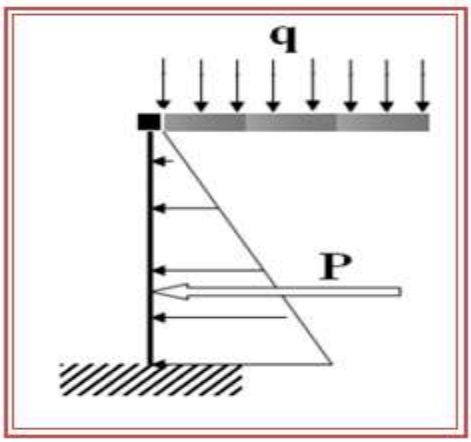


Figure VI.13Le chargement du mur de périphérique

- **Charge permanente :**

Nous avons :

• un terrain plat : β=0

• mur droit : λ=0

Le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel γ=17kN/m3.

• l'angle de frottement interne : φ=20°

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à :

$$p = \frac{1}{2}.K_{a\gamma}.\gamma.h^2$$

$$G = K_{a\gamma}.\gamma.h$$

ka: coefficient de poussée $K_{a\gamma} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_{a\gamma} = 0.49$

Alors : G= 0.490×17×3.23=26.90 kN/m^2

- **Charge d'exploitation**

Nous avons : Q= .q

Où $K_q = K_{a\gamma}\frac{K_{a\gamma}}{\cos(\beta - \lambda)} \Rightarrow K_q = 0.49$

Alors : Q= 0.490 x 5=2.45 KN/m²

- **Combinaisons d'actions**

qu=1.35G+1.5Q=40kN/m2. $qser$=G+Q=29.35 kN/m2.

Pour une bande de 1m :

qu=40kN/m. , $qser$=29.35 kN/m.

VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les

Coefficientsμ_x, μ_y de répartition des moments selon X, Y qui dépend du coefficient de poisson et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Dans notre cas : $\rho = \frac{3.23}{4.4} = 0.73 > 0.4$

On a un panneau travaillant suivant les deux directions.

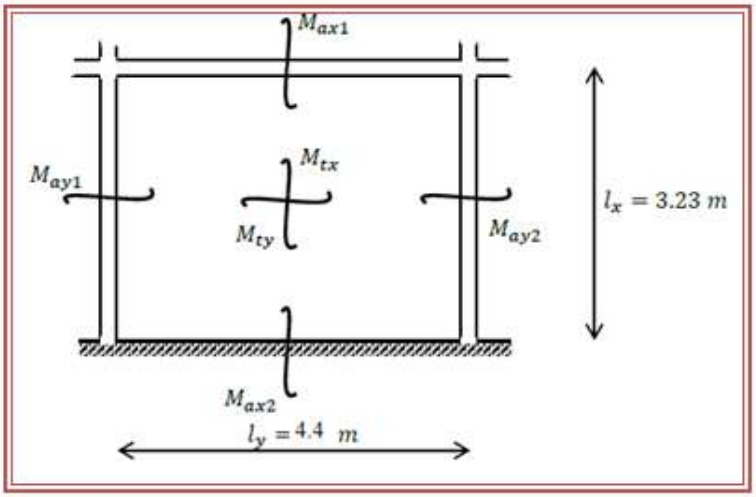


Figure VI.14.Les moments subissant par le mur de soutènement

a. Détermination des moments

- **A l'ELU**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x . q_u . l_x^2 = 0.0646 \times 40 \times 3.23^2 = 26.96 KN.m \\ M_y = \mu_y . M_x = 0.478 \times 26.96 = 12.88 KN.m \end{cases}$$

- En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 22.91 KN.m \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 10.95 KN.m \end{cases}$$

- En appuis :

$$\begin{cases} M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3 \times M_x = -8.088 KN.m \\ M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5 \times M_y = -6.44 KN.m \end{cases}$$

- **A l'ELS :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x . q_u . l_x^2 = 0.0708 \times 29.35 \times 3.23^2 = 21.68 KN.m \\ M_y = \mu_y . M_x = 0.6188 \times 26.96 = 16.636 KN.m \end{cases}$$

- En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 18.43 KN.m \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 14.14 KN.m \end{cases}$$

- En appuis :

$$\begin{cases} M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3 \times M_x = -6.504 KN.m \\ M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5 \times M_y = -8.318 KN.m \end{cases}$$

b. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableau VI.24.Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	Sens	M(KN.m)	d(cm)	A_u(cm²)	A_{min}(cm²)	$A_{choisis}$
Travée	X	22.91	13	3.8	1.5	8HA12=9.05cm²
	Y	10.95	13	2.2	1.5	4HA10=9.05cm²
Appuis	X	-8.088	13	2.2	1.5	4HA10=3.14cm²
	Y	-6.44	13	2.2	1.5	4HA10=3.14cm²

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- Suivant X

$$T_x = \frac{P.l_x.l_y}{2.l_y + l_x} = \frac{40 \times 4.4 \times 3.23}{2 \times 3.23 + 4.4} = 52.34 KN$$

- Suivant Y

$$T_y = \frac{P.l_x.l_y}{3.l_y} = \frac{40 \times 4.4 \times 3.23}{3 \times 3.23} = 58.66 KN$$

Et on vérifie pour les deux sens:

$$\tau_{ux} = \frac{T_x}{b_0.d} = \frac{52.34 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.40 MPa \leq \overline{\tau_b} = \frac{0.07.f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 MPa$$

$$\tau_{ux} = \frac{T_y}{b_0.d} = \frac{58.66 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.45 MPa \leq \overline{\tau_b} = \frac{0.07.f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 MPa$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau VI.25. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS

	A (ELU)	Mser	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	9.05	18.43	4	126.7	C.V	C.V
	9.05	14.14	3	96.7	C.V	C.V
Appuis	3.14	-6.504	0.9	10.9	C.V	C.V
	3.14	-8.318	1.2	14	C.V	C.V

CONCLUSION GÉNÉRAL

CONCLUSION

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA93 et RPA 99 version 2003.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout à fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir: la fonction, l'économie et l'esthétique.

En fin, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**
- Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

- Calcul des ouvrages en Béton Armé. ***M. BELAZOUGHI.***
- Introduction à la mécanique des sols ***Dr Ali Bouafia* .**
- Cours Monsieur ***Boukendakdji*** de **béton armé.**

Logiciels :

- ROBOT BAT 2010.
- AUTOCAD .