République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: Structure

Thème :

Conception et étude d'un bâtiment (Sous-sol+RDC+5 Etages) à usage d'hôtel

Présenté par :

- BABA ALI Belkacem
- MAKHLOUFI Mohamed Chams Eddine

Encadré par :

Mme : LACHENANI .A

M^{r} : ABDELLAH EL HADJ .A

Promotion Juin 2018

Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

- A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

- A Ma chère grande mère que je la souhaite une longue vie.

- A Mon frère Nadjib et Ma Sœur

- A toute la famille « Baba-Ali » sans exception.

Je remercie mes amis et binômes Chams-eddine qui ont contribués à la réalisation de ce modeste travail.

- A Tous mes collègues de la 2ème Année Master .

Baba-Ali Belkacem



Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

- A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

- A Ma chère grande mère que je la souhaite une longue vie.

- A Mes frères Chouaib, Ayoub et ma Sœur

- A toute la famille « Makhloufi » sans exception.

Je remercie mes amis et binômes Belkacem qui ont contribués à la réalisation de ce modeste travail.

- Mes amies intimes

- A Tous mes collègues de la 2ème Année Master.

Makhloufi mohamed chams eddine



Remerciement

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation .

Nous tenons à remercier et à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice ***Mdm : LACHENANI.A*** *et Co-promoteur* ***Mr : abdellah el hadj.A*** *de nous avoir guidé et orienté durant les différentes étapes de ce projet.*

Nos s'incères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous offre tout ce savoir.

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin pour l'élaboration de ce projet surtout Mr : ***OULD TURKI Benaissa***

Que tous ceux qui, de près ou de loin ont contribué, par leurs conseils, leurs encouragements ou leur amitié à l'aboutissement de ce travail, trouvent ici l'expression de notre profonde reconnaissance .

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة و دراسة فندق يتألف من (طابق أرضي + خمسة طوابق + طابق تحت الأرض) .

و المقرر بناؤها بولاية الجزائر مدينة (عين النعجة) والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوية (III)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة+ الجدران المسلحة.

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

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل. (RPA99 version2003)
- قواعد الخرسانة المسلحة. (CBA93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج. (SAP2000 Version 19)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Le but de ce travail est la conception d'un Hôtel en (RDC+5+ Sous-Sol) qui sera implanté dans la wilaya d'Alger , (Ain el Naadja), cette région est classée dans la zone de forte sismicité (III).

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

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 version 19».

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

Abstract

The aim of this project is the conception and study of a Hotel (F+5+1UG), will be implanted in Algiers (Ain el Naadja), and this region is classified in the zone of strong seismicity (III).

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

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

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000 version 19».

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

SOMMAIRE

INTRODUCTON GENERAL……...1

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT**Erreur ! Signet non défini.**

I.2.1 Dimensionnés élévation ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.2 Dimensions en plan ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.3 Vue en 3D..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.1 Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] :**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.2 Classifications des ouvrages selon leur importance [Art 3.2 RPA99 v2003] :**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.3 Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003] : . **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.4 Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003] :**Erreur ! Signet non défini.**

I.4 HYPOTHESES DE CALCUL ..... **Erreur ! Signet non défini.**

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

I.4.2 Acier ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre II: PREDIMENSIONNEMENT

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

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

II.2.1 PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS**Erreur ! Signet non défini.**

II.2.1.1 Plancher à corps creux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.2.1.2 Plancher a dalle pleine ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Sécurité contre l'incendie..... **Erreur ! Signet non défini.**

condition d'isolation acoustique : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES **Erreur ! Signet non défini.**

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.3.1.1 Planche à corps creux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.3.1.2 Planche dalle pleine ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2 Plancher étage courant ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2.1 Plancher à corps creux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
DTR.B.C.2.2.Anexes VI-A ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2.2 Plancher dalle pleine ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.3 Maçonnerie ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.3.1 Murs extérieur (Double cloison) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.3.2 Murs intérieurs (simples cloisons) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.4 Charges d'exploitation ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5 LES POTEAUX ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.1 Décente des charges ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.2 Choix du poteau le plus sollicité ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.3 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux**Erreur ! Signet non défini.**
II.5.3.1 Détermination des charges permanente ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.4 Surcharge d'exploitation : [ART.6.3 DTR BC.2.2]**Erreur ! Signet non défini.**
II.5.5 Détermination de l'effort normal ultime ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.6 Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1. RPA99V2003]**Erreur ! Signet non défini.**
II.6 Vérification aux zones nodales [Art7.5.1. RPA99V2003] :**Erreur ! Signet non défini.**
II.7 Les voiles ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre III : CALCULE DES ELELMENT SECONDAIRE

III.1 Acrotère ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.1 Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.2 Evaluation des charges et surcharges d'exploitation**Erreur ! Signet non défini.**
III.1.3 calcul du ferraillage à L'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.4 La vérification des contraintes à l'ELS ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2 Escaliers ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.1 Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire**Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.1 DIMENSIONEMENT ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.2.2 Détermination des charges et surcharges de l'escalier**Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.3 Détermination des efforts..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.4 Calcul des sollicitations ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.5 Conclusion ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.6 Calcul de ferraillage..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.7 Condition de la flèche (selon le CBA9 B.6.2.13)**Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3 Etudes des escaliers tournant..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3.1 LE DIMENSIONEMENT ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3.2 Descente de charge ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3.3 Détermination des efforts..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3.4 Calcul des sollicitations ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3.5 Conclusion ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3.6 Calcul de ferraillage..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3.7 Condition de la flèche (selon le CBA9 B.6.2.13)**Erreur ! Signet non défini.**
III.2.4 Calcul de la poutre palière..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.4.1 Evaluation des charges..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.4.2 Calcul des efforts ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.4.2.1A l'E.L.U..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.4.2.2A l'E.L.S ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.4.3 Ferraillage de la poutre palière ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.4.3.1E.L.U ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.4.3.2E.L.S..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3 CALCUL DES POUTRELLES ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.1 Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2 Plancher à corps creux..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3 Dimensionnement des poutrelles ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.4 Type des poutrelles..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.4.1 Usage Boutique ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.4.2 Usage Hébergement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.4.3 Usage Restaurent..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.5 Première étape : Avant le coulage de la table de compression**Erreur ! Signet non défini.**

III.3.6 Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression**Erreur ! Signet non défini.**

III.3.6.1 Méthodes de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.7 Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression**Erreur ! Signet non défini.**

III.3.7.1 Usage Boutique ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.7.1.1Calcul des sollicitations ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.7.2 Poutrelles à deux travées ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.7.3 Poutrelles à 5 travées ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.7.4 Poutrelles à 7 travées ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.8 Résultat final ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.9 Ferraillage des poutrelles ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.9.1 Usage Boutique ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.9.2 Usage Hébergement ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.9.3 Usage Restaurent ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.10 Ferraillage de la table de compression Art [B.6.8.4.2.3 CBA93]**Erreur ! Signet non défini.**

III.4 LES DALLES PLEINES ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.1 METHODE DE CALCUL ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.2 Hypothèses de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.3 Calcul des moments (principe du travail virtuel) . **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.4 Calcul des dalles triangulaires ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.4.1 Calcul du ferraillage à l'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.4.2 E.L.S ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.4.3 Vérification de l'effort tranchant ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.4.4 Condition de la flèche (selon le CBA9 B.6.2.13)**Erreur ! Signet non défini.**

III.4.5 Calcul des dalles rectangulaire ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.5.1 Calcul du ferraillage à l'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.5.2 E.L.S ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.5.3 Vérification de l'effort tranchant ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.5.4 Condition de la flèche (selon le CBA9 B.6.2.13)**Erreur ! Signet non défini.**

III.4.5.5 Évaluation de la flèche (selon l'Annexe D du CBA9)**Erreur ! Signet non défini.**

III.4.6 La dalle machine ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.6.1 Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.6.2 Prédimensionnement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.6.3 Calcul de la charge totale ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.6.4 Calcul du ferraillage à l'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.6.5 E.L.S ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.6.6 Vérification de l'effort tranchant ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.6.7 Condition de la flèche (selon le CBA9 B.6.2.13)**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 INTRODUCTION ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2 DEPOSITION DES VOILES ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE**Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.1 Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a]:**Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2 Centre de Rigidité & Centre de Masse ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.3 Excentricité ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.4 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.1 Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003] .... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE**Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.1 PRINCIPE ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.2 MODELISATION ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.3 Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003]**Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.4 Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003]**Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.5 Facteur de correction d'amortissement η ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.6 Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]**Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.7 Justification du coefficient de comportement R... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.8 Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003] ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.9 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 [Tab 4.7 RPA99v2003] ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.1 Vérification de comportement des trois premiers modes**Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003]**Erreur ! Signet non défini.**

IV.6.3 Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]**Erreur ! Signet non défini.**

IV.6.4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] :**Erreur ! Signet non défini.**

IV.6.4.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur[Art 4.4.1 RPA99v2003]..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.6.4.2 Le moment stabilisant : Il faut vérifier que :MSMR ≥ 1.5**Erreur ! Signet non défini.**

IV.6.5 Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003]**Erreur ! Signet non défini.**

IV.6.6 Vérification de cisaillement des éléments..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.6.6.1 Les poutres [Art A.5.1 CBA93]..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.6.7 Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]**Erreur ! Signet non défini.**

IV.6.8 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre V : CALCULE DES ELEMENT RESISTANT

V.1 IINTRODUCTION……..**Erreur ! Signet non défini.**

V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES……..**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.1 Introduction…….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2 Recommandation des règlements.....…….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2.1 Recommandations du R.P.A99v2003…….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2.2 Recommandations du CBA93 …….**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2.3 types des poutres ……..**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU .....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.3.1 Poutre principale type 1 (30x45) …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.3.2 Poutre principale type 2 (30x40) ……...**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.3.4 Poutre secondaire type 1 (30x40) Porteuse ……..**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.3.5 Poutre secondaire type 2 (30x35) …….**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service ……....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.4.1 Poutres principales type 1 (30x45) …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.4.2 Poutres principales type 2 (30x40) …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.4.3 Poutres secondaires type 1 (30x40) …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.4.4 Poutres secondaires type 2 (30x35) …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.5 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.5.1 Poutres principales type 1 (30x45) …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.5.2 Poutres principales type 2 (30x40) ……....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.5.3 Poutres secondaires …….....**Erreur ! Signet non défini.**

type 1 (30x40) …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.5.4 Poutres secondaires type 2 (30x40) …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.6 Calcul des armatures transversales.....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.7 Vérification de la flèche …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.7.1 Poutre principale …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.7.2 Poutre secondaire .....**Erreur ! Signet non défini.**

V.3 Ferraillages des poteaux …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.3.1 Recommandation du règlement RPA99v2003 ……...**Erreur ! Signet non défini.**

V.3.2 Ferraillages des poteaux carrés …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.3.2.1 A l'ELU …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.3.2.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service .....**Erreur ! Signet non défini.**

V.3.2.3 Déterminations des armatures transversales …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4 Ferraillages des voiles .....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.1 Les voiles pleins …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.2 Recommandations des règlements …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.2.1 Recommandation du RPA99v2003 …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.2.2 Recommandations du CBA93 …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.3 Ferraillage des voiles pleins …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.3.1 Armatures verticales …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.3.1.1 Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA **Erreur ! Signet non défini.**

V.4.3.1.2 Vérification des armatures à ELS …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.3.2 Calcul des armateurs horizontaux …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.3.3 Armatures transversales …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.4 Ferraillage des voiles avec ouverture …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.4.1 Les trumeaux ……....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.4.1.1 Armatures verticales ……...**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.4.1.2 Vérification des armatures à ELS ……...**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.4.2 Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux ……..**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.4.3 Les linteaux …….....**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.4.4Recommandation du RPA99v2003 ..……..94

V.4.4.4.1 Ferraillage des linteaux .....**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VI : CALCULE DE L'INFRASTRUCTURE

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

VI.2 Connaissance du site et du sol ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.4 Les efforts normaux à base de la structure ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.5 Calcul des semelles isolées..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.1 Dimensionnement des semelles isolées..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS**Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.3 Vérification de poinçonnement à L'ELU ou L'ACC**Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.4 Vérification de l'interférence entre deux semelles**Erreur ! Signet non défini.**

VI.6 Calcul des semelles filantes..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.6.1 Dimensionnement des semelles filantes..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.6.2 Prédimensionnement de la poutre de libage..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.6.3 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage CBA 91 Art A.5.2.4.2 ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.7 ferraillage Poutre de libage..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.8 Ferraillage des semelles filantes ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.8.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux**Erreur ! Signet non défini.**

VI.8.2 Semelle filante (continue) sous un voile ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.9 FERRAILLAGE DES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003]**Erreur ! Signet non défini.**

VI.9.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.9.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service**Erreur ! Signet non défini.**
VI.9.3 Calcul des armatures transversales..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.10 FERRAILLAGE DES VOILES DU SOUS-SOL.. **Erreur ! Signet non défini.**
VI.10.1 Calcul de la poussée des terres..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.10.2 Vérification des contrainte de cisaillement ..... **Erreur ! Signet non défini.**

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II: PREDIMENSIONNEMENT

Tableau I.5.1 : hypothèses de calcul béton 4
Tableau I.5.2 : hypothèses de calcul acier 4

Chapitre III : CALCULE DES ELELMENT SECONDAIRE

Tableau II.3.1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux 8
Tableau II.3.2 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine 8
Tableau II.3.3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant 9
Tableau II.3.4 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant 9
Tableau II.3.5 : Charges du mur double cloison 10
Tableau II.3.6 : Charges du mur simple cloison 10
Tableau II.3.7 : Surcharges d'exploitation 10
Tableau II.4.1 : prédimensionnement des poutres 11
Tableau II.5.1 : calcul de l'effort N 12
Tableau II.5.2 : Détermination des charges permanentes 14
Tableau II.5.3 : Détermination des charges d'exploitation 15
Tableau II.5.4 : Détermination de l'effort normal ultime 16
Tableau II.5.5 : Vérification conditions RPA99v2003 17
Tableau II.6.1 : Vérification aux zones nodales 17
Tableau III.1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS 18
Tableau III.2 : La section d'armatures 19
Tableau III.3 : Vérification des contraintes 19
Tableau III.2.1 : Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier 21
Tableau III.2.2 : Charges et surcharge du palier de l'escalier 21
Tableau III.2.3 : Combinaisons des charges de l'escalier 21
Tableau III.2.4 : Effort tranchant et moment fléchissant 22
Tableau III.2.5 : Effort tranchant et moment fléchissant 23
Tableau III.2.6 : Les résultats 23
Tableau III.2.7 : paramètre de calcul 24
Tableau III.2.8 : les résultats de la flexion simple 24
Tableau III.2.9 :Vérification de l'espacement 25
Tableau III.2.10 :Vérification des contraintes a L'E.L.S 25
Tableau III.2.11 :Vérification de l'effort tranchant 25
Tableau III.2.12: Condition de la flèche 26
Tableau III.2.13 : Evaluation des flèches 27
Tableau III.2.14 : Charges et surcharge de paillasse de l'escalier 29
Tableau III.2.15 : Combinaisons des charges de l'escalier 29
Tableau III.2.16 : Effort tranchant et moment fléchissant 30
Tableau III.2.17 : Effort tranchant et moment fléchissant 30

Tableau III.2.18 : Les résultats 31
Tableau III.2.19 : paramètres de calcul 31
Tableau III.2.20 : Les résultats de la flexion simple 32
Tableau III.2.21: Vérification de l'espacement 32
Tableau III.2.22 :Vérification des contraintes a L'E.L.S 32
Tableau III.2.23: Vérification de l'effort tranchant 33
Tableau III.2.24 : Condition de la flèche. 33
Tableau III.2.25 : Evaluation des flèches 33
Tableau III.2.26 : vérification de la flèche 33
Tableau III.2.27 : Les résultats 34
Tableau III.2.28 : paramètres de calcul 35
Tableau III.2.29 : Les résultats de la flexion simple 35
Tableau III.2.30 :Vérification des contraintes a L'E.L.S 35
Tableau III.3.1 : détermination le nombre d'étaiement 38
Tableau III.3.2 : Calcul des sollicitations 39
Tableau III.3.3 : Vérification méthode de calcul 40
Tableau III.3.4: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) 40
Tableau III.3.5: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS) 41
Tableau III.3.6 : Vérification méthode de calcul 41
Tableau III.3.7: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) 42
Tableau III.3.8. : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS) 43
Tableau III.3.9 : Vérification méthode de calcul 43
Tableau III.3.10: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) 44
Tableau III.3.11: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS) 45
Tableau III.3.12 : Les résultats du calcul 45
Tableau III.3.13: Ferraillage de poutrelle A'ELU 46
Tableau III.3.14 : Vérification des contraintes A'ELS 46
Tableau III.3.15 : Vérification de l'effort tranchant 46
Tableau III.3.16 : Vérification de la flèche 46
Tableau III.3.17 : Ferraillage de poutrelle A'ELU 47
Tableau III.3.18 : Vérification des contraintes A'ELS 47
Tableau III.3.19 : Vérification de l'effort tranchant 47
Tableau III.3.20 : Vérification de la flèche 47
Tableau III.3.21 : Ferraillage de poutrelle A'ELU 48
Tableau III.3.22 : Vérification des contraintes AELS 48
Tableau III.3.23 : Vérification de l'effort tranchant 48
Tableau III.3.24 : Vérification des flèches 48
Tableau III.4.1 : les résultats du ferraillage à l'ELU 54
Tableau III.4.2 :Vérification des contraintes a L'E.L.S 54
Tableau III.4.3 :Vérification de l'effort tranchant 55
Tableau III.4.4 : Condition de la flèche 55
Tableau III.4.5 : les résultats du ferraillage à l'ELU 57
Tableau III.4.6 :Vérification des contraintes a L'E.L.S 58
Tableau III.4.7 :Vérification de l'effort tranchant 58

Tableau III.4.8 : Condition de la flèche 59
Tableau III.4.9 : Evaluation des flèches 59
Tableau III.4.10: Différente charges 60
Tableau III.4.11 : les résultats du ferraillage à l'ELU 61
Tableau III.4.12 :Vérification des contraintes a L'E.L.S 61
Tableau III.4.13 :Vérification de l'effort tranchant 61
Tableau III.4.14 : Condition de la flèche 61

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.3.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion 63
Tableau IV.3.2 : Excentricité 63
Tableau IV.5.1 : Justification du coefficient de comportement R suivant X 66
Tableau IV.5.2 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%) 66
Tableau IV.5.3 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y. 67
Tableau IV.5.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%). 67
Tableau IV.5.5 : Valeurs des pénalités Pq 68
Tableau IV.6.1 : Vérification de comportement Modal des trois premiers modes 69
Tableau IV.6.2 : vérification de participation massique 69
Tableau IV.6.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 71
Tableau IV.6.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 71
Tableau IV.6.5 : les forces sismiques de chaque niveau 71
Tableau IV.6.6 : calcul du moment de renversement 72
Tableau IV.6.7 : calcul du moment stabilisant 72
Tableau IV.6.8 : Vérification de stabilisation 72
Tableau IV.6.9 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x 73
Tableau IV.6.10: Vérification des déplacements inter-étage 73
Tableau IV.6.11 : Vérification des déplacements en tête 73
Tableau IV.6.12 : Vérification de cisaillement des poutres 74
Tableau IV.6.13 : Vérification de l'effort normal réduit à la base 75
Tableau IV.6.14 : Vérification l'effet P-Δ suivant X 75
Tableau IV.6.15 : Vérification l'effet P-Δ suivant Y 75

Chapitre V : CALCULE DES ELEMENT RESISTANT

Tableau V.2.1 : Les données de calcul ……...76
Tableau V.2.2 : Ferraillage longitudinal de poutre principale (30x45).……..78
Tableau V.2.3 : Ferraillage longitudinal de poutre principale (30x40) ……..78
Tableau V.2.4 : Ferraillage longitudinal des poutre secondaire (30x40) ……..79
Tableau V.2.5 : Ferraillage longitudinal de poutre secondaire (30x35)……..79
Tableau V.2.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutre principale (30x45)……....80
Tableau V.2.7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutre principale (30x40) ……..80
Tableau V.2.8 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutre secondaire (30x40) ……..81
Tableau V.2.9: Vérification des contraintes à l'ELS des poutre secondaire (30x35) ……....81
Tableau V.2.10 : vérification de ferraillage de poutre principale 1 avec les règlements …....82

Tableau V.2.11 : vérification de ferraillage de poutre principale 2 avec les règlements …...82
Tableau V.2.12 : vérification de ferraillage de poutre secondaire 1 avec les règlements …..83
Tableau V.2.13 : vérification de ferraillage de poutre secondaire -2- avec les règlements….83
Tableau V.2.14 :Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires..84
Tableau V.2-15 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres ……84
Tableau V.2.16: Vérification de la flèche des poutres principales……..84
Tableau V.2.16: Vérification de la flèche des poutres secondaire ……84
Tableau V.3.1 : Ferraillage longitudinal des poteaux carrés……...86
Tableau V.3.2 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S ……86
Tableau V.3.3 : Déterminations des armatures transversales……..87
Tableau V.4.1 : Les données de calcul……....88
Tableau V.4.2 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……..89
Tableau V.4.3 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA …....89
Tableau V.4.4: Vérification des armatures a ELS des voiles plains ……..90
Tableau V.4.5 : calcul des armatures horizontaux des voiles pleins……...91
Tableau V.4.6 : diamètre des armatures transversales ……...91
Tableau V.4.7 : calcul des armatures verticales……..92
Tableau V.4.8 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux ……..92
Tableau V.4.9 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux……...93
Tableau V.4.10 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V8)…….94
Tableau V.4.11: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V9) ….....94
Tableau V.4.12 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V9) ……....94
Tableau V.4.13 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V9) …...95

Chapitre VI : CALCULE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.5.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS 98
Tableau VI.5.2 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS 98
Tableau VI.5.3 : Vérification de poinçonnement à L'ELU ou L'ACC 98
Tableau VI.5.4 : Vérification de Tassement à L'ELS 99
Tableau VI.6.1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 100
Tableau VI.6.2 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage 100
Tableau VI.6.3 : Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage 100
Tableau VI.6.4 : Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage 101
Tableau VI.7.1 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage 101
Tableau VI.7.2 : Détermination des moments de la poutre de libage 101
Tableau VI.7.3 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU 102
Tableau VI.7.4 :Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 102
Tableau VI.7.5 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage 102
Tableau VI.8.1 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales) 103
Tableau VI.8.2 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles..... 104
Tableau VI.8.3 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile 104
Tableau VI.8.4: Vérification de Poinçonnement..... 104

Tableau VI.8.5 : Ferraillage longitudinal des longrines 105
Tableau VI.8.6 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines 105
Tableau VI.8.7 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines. 105
Tableau VI.9.1 : tableau des donnes 106
Tableau VI.9.2 : les armatures longitudinales a l'ELU 107
Tableau VI.9.3 : Vérification des contraintes à l'ELS 107

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 : Dimension en plan ……..2
Figure I.2 : Vue en 3D ……..3

Chapitre II: PREDIMENSIONNEMENT

Figure II.1 : Plancher a corps creux.……..6
Figure II.2 : Dimensions du corps creux.……...7
Figure II.5.1 : surface de plancher supportée par…….....13

Chapitre III : CALCULE DES ELELMENT SECONDAIRE

Figure III.1:L'acrotère.…….....18
Figure III.2 : ferraillage de l'acrotère …….....19
Figure III.2.1: Dimensions de l'escalier.……...20
Figure III.2-2 : Distribution des charges à l'ELU…….....22
Figure III.2-3: Diagramme des moments retenus…….22
Figure III.2.4 : Section de calcul.…….....23
Figure III.2.5 : Dimensions de l'escalier.…….....28
Figure III.2.6 : Distribution des charges à l'ELU…….....29
Figure III.2.7 : Distribution des charges à l'ELS…….30
Figure III.2.8 : Section de calcul.…….....31
Figure III.3.1 : Dimensionnement de la poutrelle.……...36
Figure III.3.2 : Poutrelle avant coulage……37
Figure III.3.3 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U.……...40
Figure III.3.4 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U.……40
Figure III.3.5 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S ……....41
Figure III.3.6 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U ……...42
Figure III.3.7 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U ……42
Figure III.3.8 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S ……....43
Figure III.3.9 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U ……...44
Figure III.3.10 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U.……..44
Figure III.3.11 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S.……...45
Figure III.4.1 : Les ligne de rupture de dalle triangulaire……....52
Figure III.4-2 : Les ligne de rupture…….……...56

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1.1 : Déposition des voiles.…….62
Figure IV.5.1 : Le spectre de réponse suivant x,y.……..65

Chapitre V : CALCULE DES ELEMENT RESISTANT

Figure V.2.1 : types des poutres……..77
Figure 4.1 : Dispositions des voiles .... ……..88
Figure V.3.1 : Ferraillage des poteaux carrés.……87
Figure V.4.1:Ferraillage des voiles.….…….95

Chapitre VI : CALCULE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.4.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS…….….97
Figure VI.4.2 : Le choix finale des semelles……....97
FigureVI.5.1 : Les bulbes de pression sous la semelle.……....99
Figure VI.8.1 : Ferraillage des longrines….……...107

NOTATION

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu .

A' : Section d'acier comprimé .

A_{max} , A_{min} : 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 .

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

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

G : module d'élasticité transversale .

Es: Module de déformation longitudinale de l'acier .

I : Moment d'inertie .

Ie : Moment d'inertie équivalent .

M : Moment fléchissant .

Mo : moment isostatique .

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre .

Ma: Moment fléchissant en appui d'une poutre .

Mu: Moment fléchissant à l'E.L.U.

Ms: Moment fléchissant à l'E.L.S .

N: Effort normal .

Ns: Effort normal à l'E.L.S .

Nu : Effort normal ultime .

Tu : Effort tranchant ultime .

Tw : Effort tranchant à gauche .

Te : Effort tranchant à droite .

Ts: Effort tranchant à l'E.L.S .

F : effort de traction .

Ra: Réaction à gauche .

Rb: Réaction à droite .

St : Espacement d'armature transversale .

Sr : Espacement de répartition .

G : Charge permanente .

Q : Charge d'exploitation .

E : Charge sismique .

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton .

b : Largeur de la section du béton .

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

$\mathbf{C_1}$, $\mathbf{C_2}$,**C, C'** : Enrobage supérieur et inférieur .

d : Hauteur utile d'une section .

f : Flèche .

ep: Épaisseur .

a : épaisseur du voile .

fc: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours .

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

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

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

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

i : Rayon de giration .

$\mathbf{l_f}$ **:** Longueur de flambement .

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 .

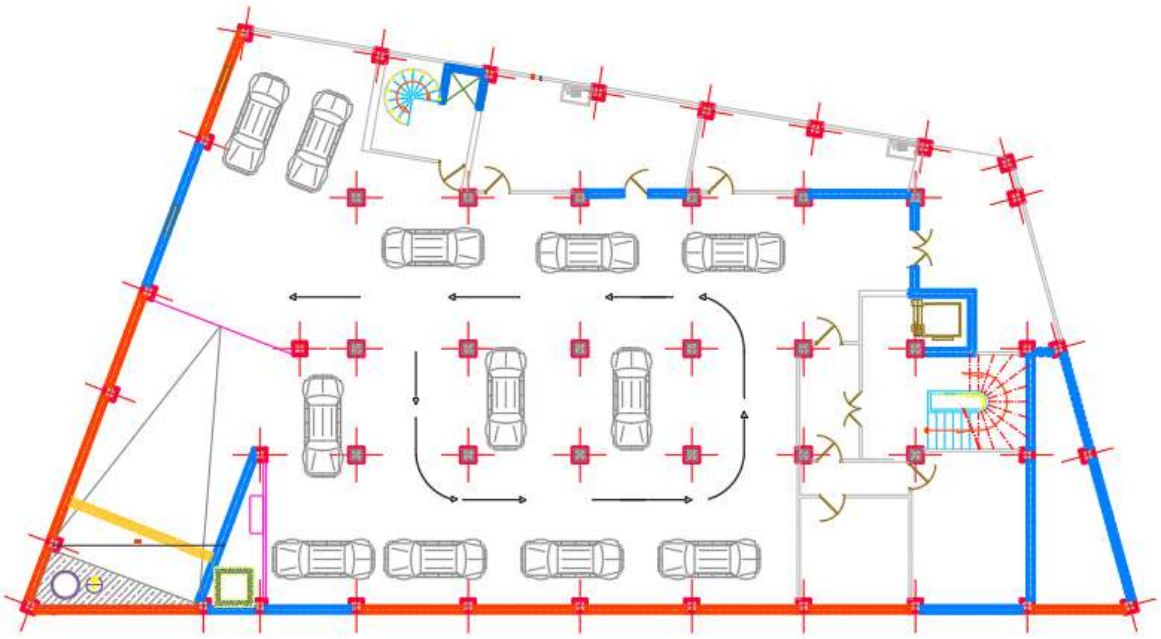
τ : Contrainte tangentielle .

δ: Déplacement d'un niveau .

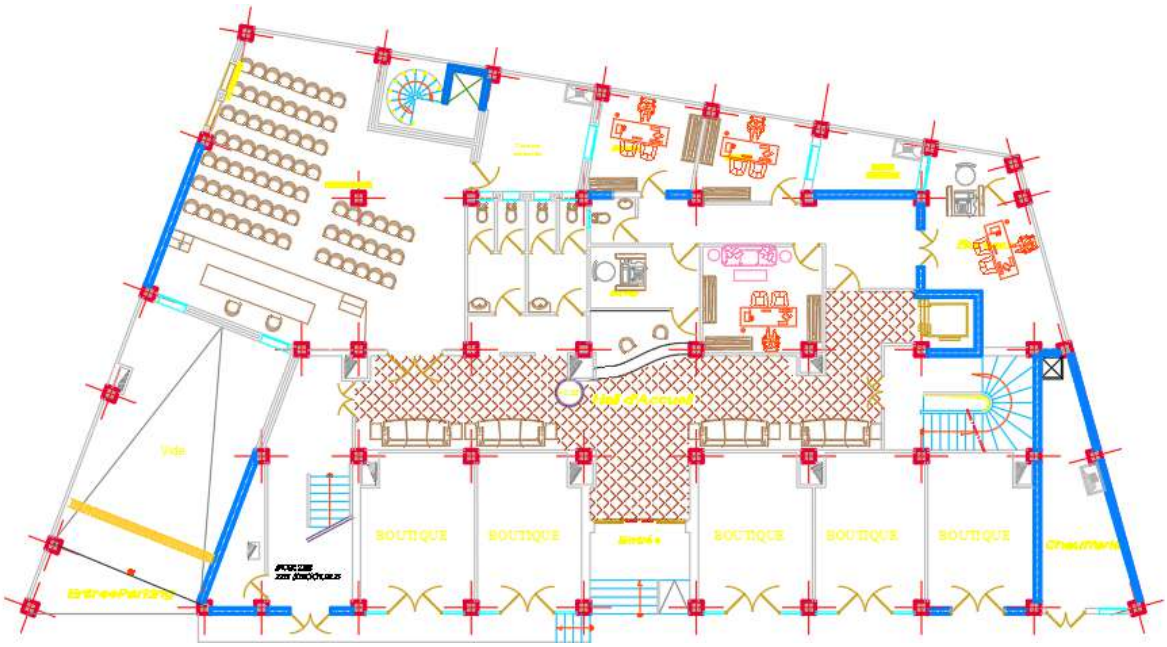
LES PLANS ARCHITECTURAUX

1. Vue en plan

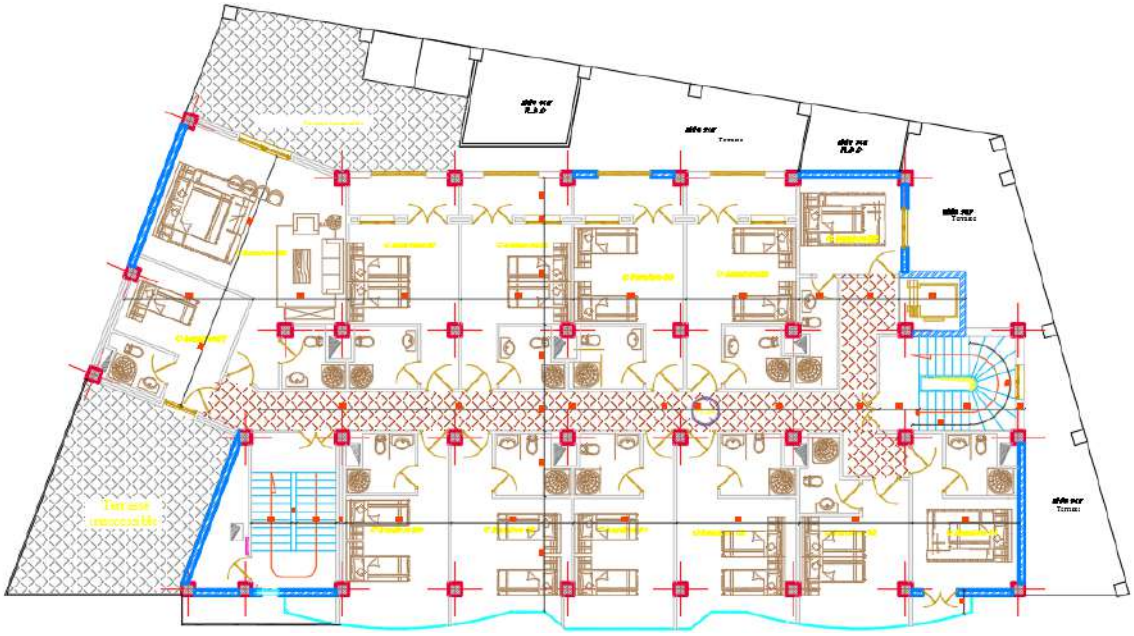
1.1 Plan sous-sol



1.2 Plan d'étage RDC

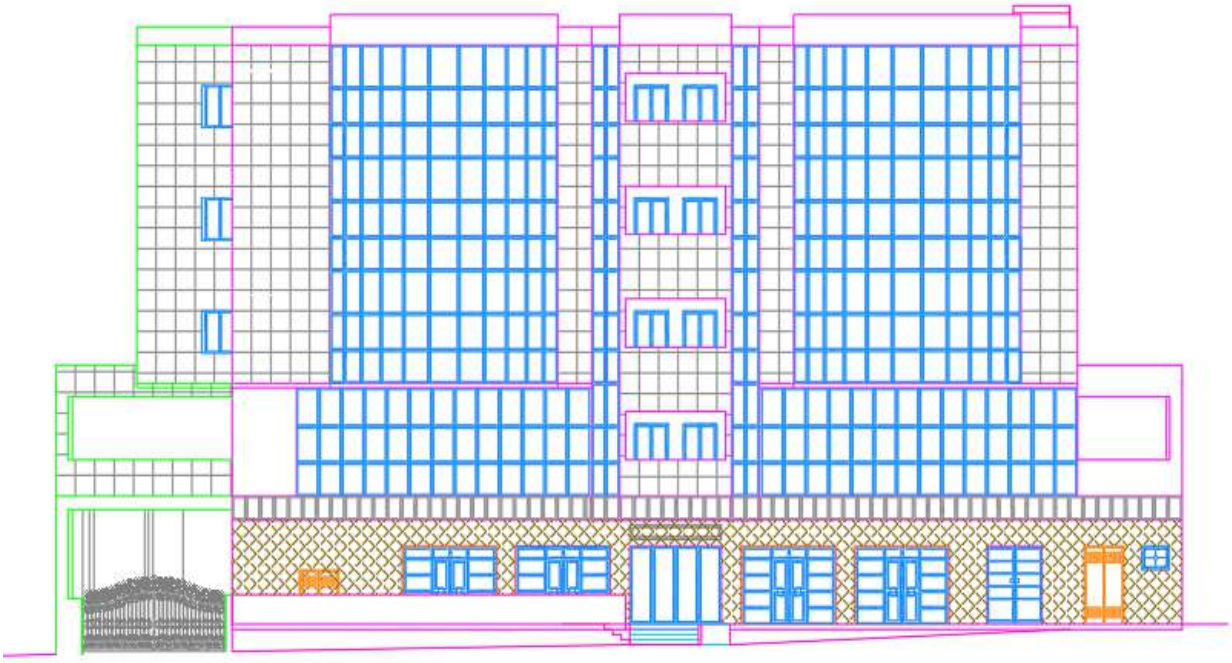


1.3 Plan d’étage Hébergement

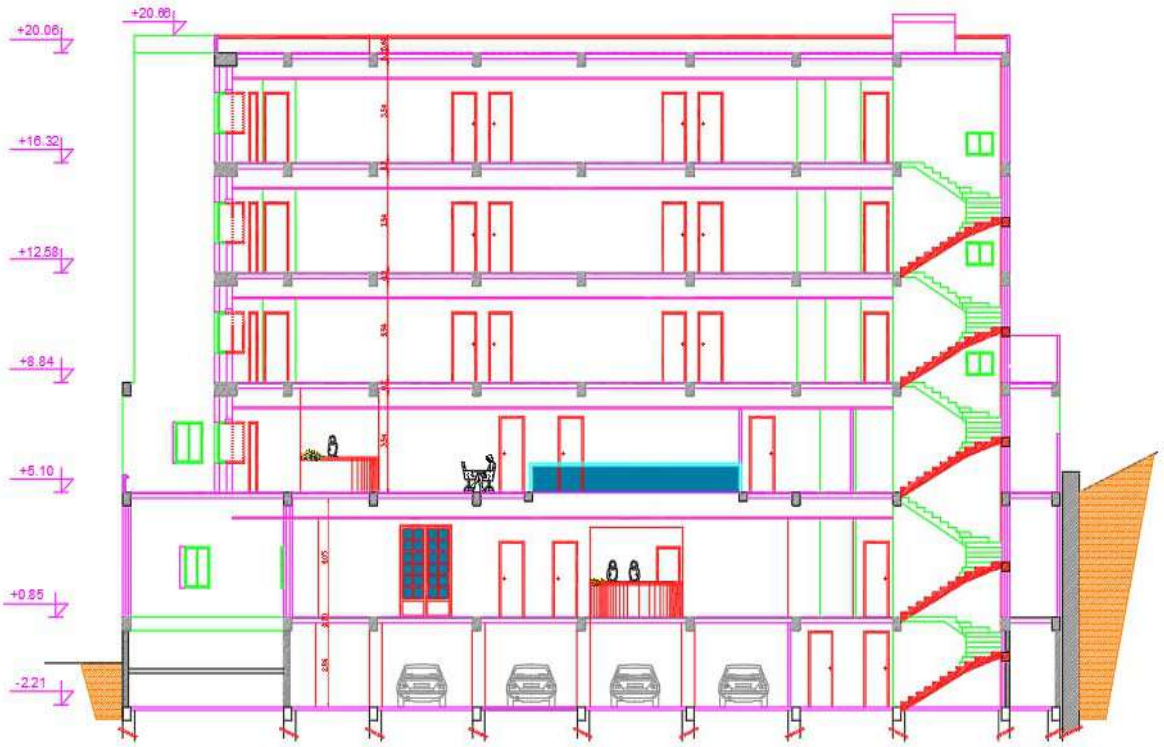


2. Vue en élévation

2.1 Façade Principal



2.2 Coupe A-A



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le présent travail est une étude technique complète de conception, dimensionnement et vérification d'un hôtel (RDC+5 étages + sous-sol) à usage multiple, implanté en zone de forte sismicité (zone III), le bloc est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contrevent par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

1. La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
2. La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et Prédimensionnement des éléments structuraux.
3. La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, dalles pleines, les poutrelles et la cage d'ascenseur).
4. La quatrième étape consiste au calcul dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
5. La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; poteaux ; voiles) .
6. La dernière étape sera le calcul des fondations (Dimensionnement et ferraillages).

Chapitre I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage étudié est un bâtiment en S-Sol+R.D.C +5étages à usage multiple, composé d'un sous-sol à usage parking, le rez-de-chaussée à usage multiple et les quatre autres étages à usage d'Hébergement. Le bâtiment sera implanté à ALGER.

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Règle de conception et de calcul de structures [CBA93]
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.B.2.2]
- Le règlement parasismique [RPA99 version 2003]
- Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.331]

I.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT

I.2.1 Dimensionnés élévation

- Hauteur totale du bâtiment :……..Ht=26.01 m.
- Hauteur d'étage courant :…...…..……....H=3.74m.
- Hauteur du RDC :……..…… ..H=4.25m.
- Hauteur du sous-sol :……...…….. H=3.06m.

I.2.2 Dimensions en plan

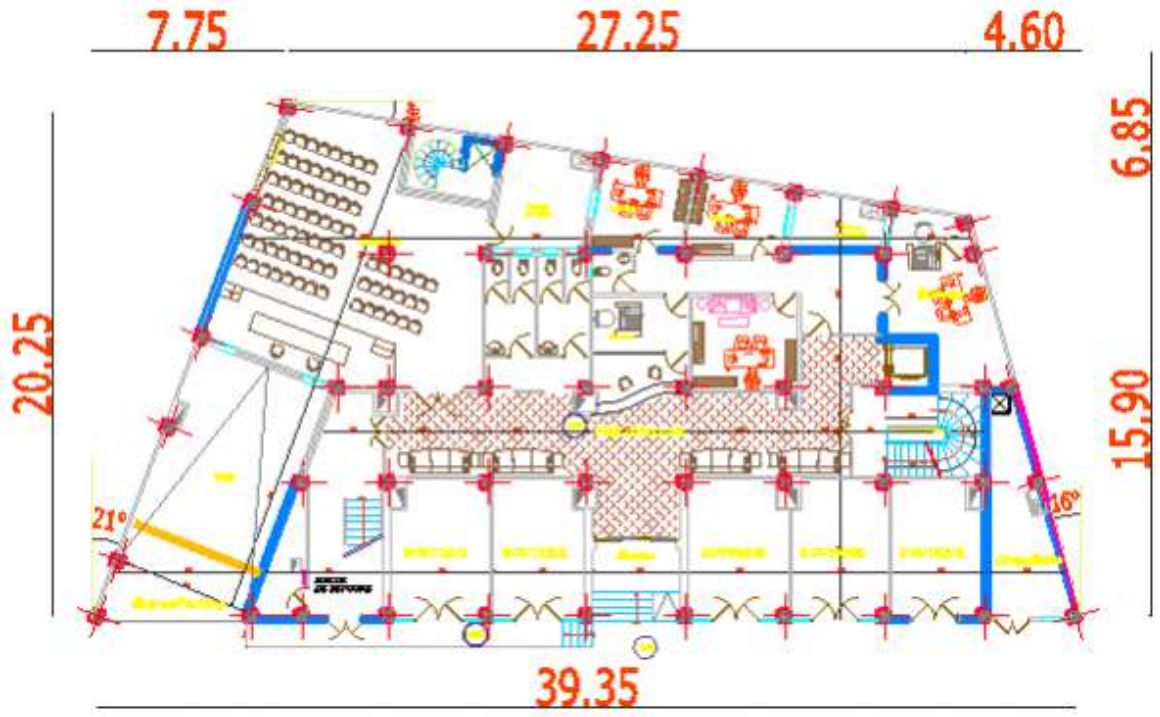


Figure I.1 : Dimensions en plan .

I.2.3 Vue en 3D

(c'est un modèle de modélisation a remplacer par une vue trois D par la façade) .

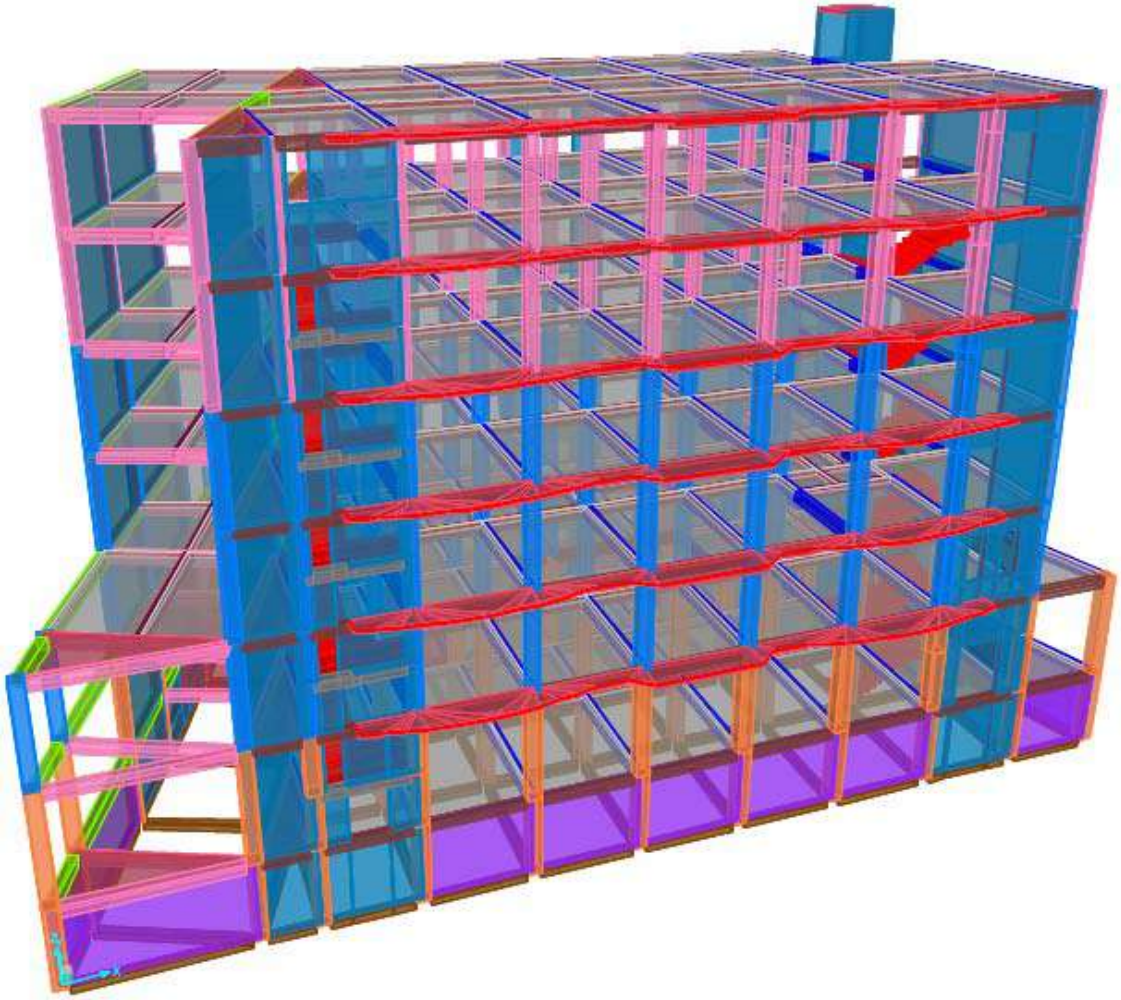


Figure I.2 : Vue en 3D .

I.3 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE

I.3.1 Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] :

Le bâtiment sera implanté à ALGER zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de forte sismicité « **Zone III** ».

I.3.2 Classifications des ouvrages selon leur importance [Art 3.2 RPA99 v2003] :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 Hôtel à usage multiple dont la hauteur de26.01m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

I.3.3 Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003] :

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme **meuble (S3).**

I.3.4 Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003] :

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** et le choix va se porter sur :

- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003] .**
- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques - voiles **[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003] .**
- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003] .**

I.4 HYPOTHESES DE CALCUL

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.4.1 Béton

Tableau I.5.1 : hypothèses de calcul béton .

La masse volumique de béton armé	$\rho = 2.5$ KN/m3	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc28 = 25 Mpa	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la traction	ft28 = 2.1 Mpa	[ART A.2.1.1.2 CBA93]
Le module d'élasticité (instantané) :	-Eij = 32164.195 Mpa	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de poisson - pour le calcul des sollicitations -pour le calcul des déformations	- $\upsilon = 0$ - $\upsilon = 0$ .2	[ART A.2.1.2 CBA93]
coefficient de dilatation	$\theta = 1x10^{-5}$	[ART A.3.1.3.3. CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} = \begin{cases} 13401.74\ Mpa \\ 16082.09\ Mpa \end{cases}$	

I.4.2 Acier

Tableau I.5.2 : hypothèses de calcul acier .

La masse volumique de l'acier	$\rho = 7.85$ KN/m3	
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	fe = 400 Mpa	
le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 Mpa	[ART A.2.2.1 CBA93]

Chapitre II :

PREDIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION

Le Prédimensionnement est un calcul préliminaire qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts. Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant les régles : **RPA99v2003**, **DTR.B.C.2.2**, **C.B.A 93.** ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul .

II.2 PREDIMENSIONNEMENT

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 utilisés :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Dalle pleine.

II.2.1 PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

II.2.1.1 Plancher à corps creux

Les plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression sont dimenssionnés d'après la condition suivante :

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

Avec

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Longrightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec L : la portée maximale dans le sens des poutrelles

ht : hauteur totale du plancher

L = 415 cm d'où alors $\frac{415}{25} \leq h \leq \frac{415}{20}$

$$16.6 \leq ht \leq 20.75$$

Avec $h_t \geq = \frac{415}{20} = 18.44$ cm

On prend alors l'épaisseur $\mathbf{h_t = 20 = (16+4)}$ tel que :

d = 16 (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis))

e = 4 (épaisseur de la table de compression)

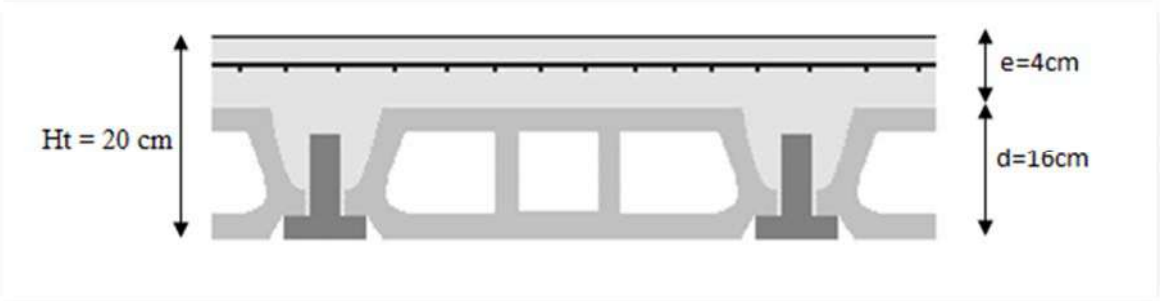


Figure II.1 : Plancher a corps creux .

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

- ✓ ht ≥ 16 cm

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

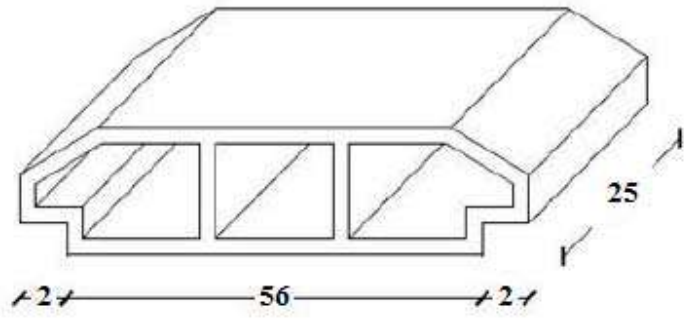


Figure II.2 : Dimensions du corps creux .

II.2.1.2 Plancher a dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2 , 3 ou 4 appuis et qui travailent essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Critère de résistance

- dalle reposant sur deux appuis :……. $\frac{LX}{35} \leq ep \leq \frac{LX}{30}$.
- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :……. $\frac{LX}{45} \leq ep \leq \frac{LX}{40}$.

Avec : ep : épaisseur de la dalle .

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

condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15 cm. ; L =5.45 m

- ✓ Critère de résistance 545/50 ≤ ep ≤ 545/40 ⇒ 10.9 ≤ ep ≤ 13.625
- ✓ La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- ✓ Condition d'isolation acoustique : ep = 11 cm

❖ **Conclusion**

Pour la dalle plaine on adoptera : $\mathbf{e_p}$ = **15 cm**

RPA99v2003, **DTR.B.C.2.2**, **C.B.A 93.**

II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible

II.3.1.1 Planche à corps creux

Tableau II.3.1 : Charge de la terrasse pour un plancher à corps creux .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80	DTR.B.C.2.2.AnexC.5 Toitures
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12	DTR.B.C.2.2.Anex C.5Toitures
3	Papier kraft	-	-	0.05	DTR.B.C.2.2.Anex C.5Toitures
4	Forme de pente	0.1	22	2.20	DTR.B.C.2.2.Anex C.5Toitures
5	Film polyane	-	-	0.01	DTR.B.C.2.2.Anex C.5Toitures
6	Plaque de liège	0.04	-	0.03	DTR.B.C.2.2.Anex .B-poids volumiques
7	Par vapeur	0.01	6	0.06	DTR.B.C.2.2.Anex C.5Toitures
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80	DTR.B.C.2.2.Anex C.3Plancher
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20	DTR.B.C.2.2.Anex C.2-Enduits
G (charges permanentes)				6.27	

II.3.1.2 Planche dalle pleine

Tableau II.3.2 : Charge de la terrasse pour un plancher à dalle pleine .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80	DTR.B.C.2.2.AnexC.5 Toitures
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12	DTR.B.C.2.2.AnexC.5 Toitures
3	Papier kraft	-	-	0.05	DTR.B.C.2.2.AnexC.5 Toitures
4	Forme de pente	0.1	22	2.2	DTR.B.C.2.2.AnexC.5 Toitures
5	Film polyane	-	-	0.01	DTR.B.C.2.2.AnexC.5 Toitures
6	Plaque de liège	0.04	-	0.03	DTR.B.C.2.2Anex .B-poids volumiques
7	Par vapeur	0.01	6	0.06	DTR.B.C.2.2.Anex C.5Toitures
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75	DTR.B.C.2.2Anex .B-poids volumiques
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20	DTR.B.C.2.2.Anex C.2-Enduits
G (charges permanentes)				7.22	

II.3.2 Plancher étage courant

II.3.2.1 Plancher à corps creux

Tableau II.3.3 : Charge de l'étage courant pour un planchers à corps creux .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR.B.C.2.2. C.4-Revetments du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR.B.C.2.2.Anexes VI-A
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR.B.C.2.2. C.4-Revetments du plancher
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.8	DTR.B.C.2.2. Anex C.3Plancher
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20	DTR.B.C.2.2. Anex C.2Enduits
6	Simple cloison + Enduit en plâtre + Enduit en ciment	0.10 0.01x2 0.01x2	09 18*2 18*2	0.90 0.18 0.18*2	
G(charges permanentes)				5.96	

II.3.2.2 Plancher dalle pleine

Tableau II.3.4 : Charge de l'étage courant pour un planchers dalle plein .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR.B.C.2.2. C.4-Revetments du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR.B.C.2.2. Anexes VI-A
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR.B.C.2.2. C.4-Revetments du plancher
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75	DTR.B.C.2.2. Anex.B-poids volumiques
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20	DTR.B.C.2.2. Anex C.2Enduits
6	Simple cloison + Enduit en plâtre + Enduit en ciment	0.10 0.01x2 0.01x2	09 18*2 18*2	0.90 0.18 0.18*2	
G(charges permanentes)				6.91	

II.3.3 Maçonnerie

II.3.3.1 Murs extérieur (Double cloison)

Tableau II.3.5 : Charges du mur double cloison .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Enduit en plâtre	0.01	18	0.18x2	DTR.B.C.2.2. AnexC.2Enduits
2	Enduit en ciment	0.01	18	0.18x2	DTR.B.C.2.2. AnexC.2Enduits
3	Brique creuse	0.10	9	0.9x2	DTR.B.C.2.2 .AnexC.1 Maçonnerie
4	Lame d'aire	0.10	-	-	-
G(charges permanentes)				2.52	

II.3.3.2 Murs intérieurs (simples cloisons)

Tableau II.3.6 : Charges du mur simple cloison .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Enduit en plâtre	0.01	18	0.18x2	DTR.B.C.2.2. AnexC.2Enduits
2	Enduit en ciment	0.01	18	0.18x2	
3	Brique creuse	0.10	9	0.9	DTR.B.C.2.2. AnexC.1 Maçonnerie
G(charges permanentes)				1.62	

II.3.4 Charges d'exploitation

Tableau II.3.7 : Surcharges d'exploitation

PLANCHER Niveau (m)	USAGE	Q (KN/m²)	Reference
21.0.7	Terrasse inaccessible	1	[Art7.1 DTR.7.2]
11.06--22.28	Hébergement	1.5	
7.31	Terrasse inaccessible	1	
	Terrasse inaccessible	1.5	
	cuisine	5	
	Restaurant	4	
3.06	salle de conférence	4	
	Hall (Hôtel)	4	
	Terrasse accessible	1.5	
	Boutiques	5	
	Bureau	2	

II.4 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3\,h < b < 0.7h \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du [Art 7.4.1 RPA99v2003] :

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.4.1 : prédimensionnement des poutres .

Elément	Poutre principale type 1	Poutre principale type 2	Poutre secondaire type 1	Poutre secondaire type 2	Poutre palier
Longueur	L=5.45m	L=5.10m	L=5.50m	L=3.70m	L=3.15m
Prédimensionnement	$36.33 \leq h \leq 54.5$ h=45cm $13.5 \leq b \leq 31.5$ b=30cm	$34 \leq h \leq 51$ h=40cm $12 \leq b \leq 28$ b=30cm	$36.66 \leq h \leq 50$ h=40cm $12 \leq b \leq 28$ b=30cm	$24.66 \leq h \leq 37$ h=35cm $10.5 \leq b \leq 24.5$ b=30cm	$21 \leq h \leq 31.5$ h=30cm $9 \leq b \leq 21$ b=30cm
Section choisir	30cm x 45cm	30cm x 40cm	30cm x 40cm	30cm x 35cm	30cm x 30cm
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{45}{30} = 1.5 \leq 4$ .. cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$ .. cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$ .. cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{35}{30} = 1.66 \leq 4$ .. cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{30}{30} = 1 \leq 4$ .. cv
Conclusion	30cm x 45cm	30cm x 40cm	30cm x 40cm	30cm x 35cm	30cm x 30cm

II.5 LES POTEAUX

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99V2003].**

- Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III)
- Min (b, h) ≥ h_e / 20
- 1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

D'après **l'article B.8.4.1 de CBA93** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A.\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

II.5.1 Décente des charges

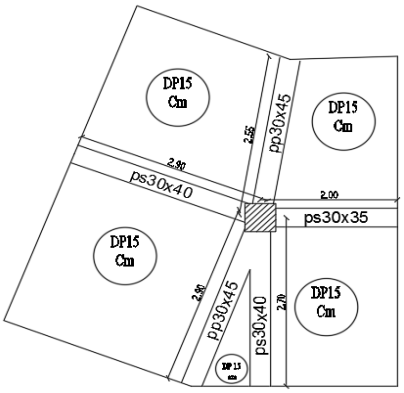
La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux.

Tableau II.5.1 : calcul de l'effort N .

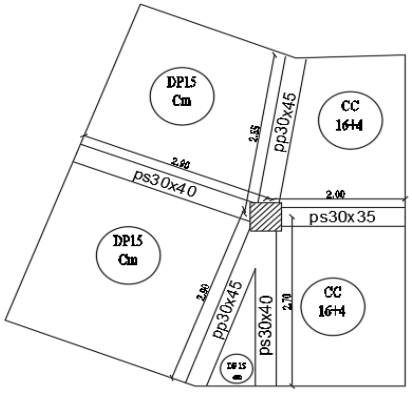
Etage	Dimension	Br (mm²)	L0(m)	Lf (m)	i(m)	λ	α	A (mm²)	N(KN)
5eme étage	40x40	144400	3.74	2.618	0.12	21.816	0.788	160	2152.962
4eme étage	40x40	144400	3.74	2.618	0.12	21.816	0.7887	160	2152.962
3eme étage	45x45	184900	3.74	2.618	0.13	20.138	0.797	202.5	2774.085
2eme étage	45x45	184900	3.74	2.618	0.13	20.138	0.797	202.5	2774.085
1er étage	45x45	184900	3.74	2.618	0.13	20.138	0.797	202.5	2774.085
RDC	50x50	230400	4.25	2.975	0.14	21.250	0.791	250	3421.707
S/Sol	50x50	230400	3.06	2.142	0.14	15.301	0.818	250	3538.725

II.5.2 Choix du poteau le plus sollicité

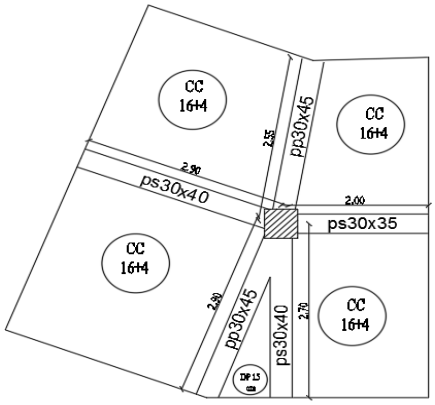
Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :



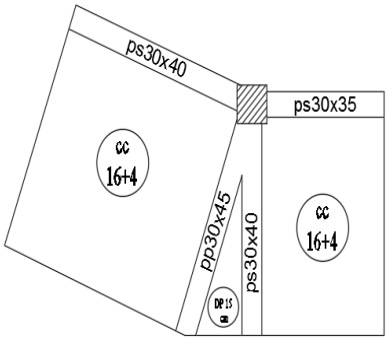
poteau le plus sollicité (s.sol)



poteau le plus sollicité (RDC)



poteau le plus sollicité (1er étage)



poteau le plus sollicité

2em + 3em + 4em + 5em (étage)

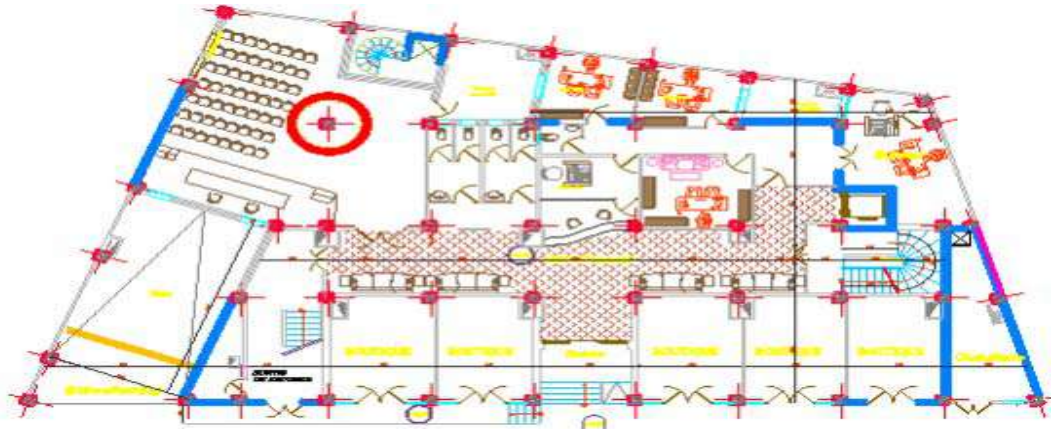


Figure II.5.1 : surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité .

On a :

- La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité (s.sol +RDC+ 1er étage): S_{t1}= 26.395m²
- La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité (2em étage +3em étage + 4em étage +5em étage):S_{t2}= 15.132m²
- La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité (s.sol +RDC+ 1er étage): S_{P1} = 22.48 m²
- La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité(2em étage +3em étage + 4em étage +5em étage): S_{P2} = 11.982 m²

II.5.3 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

II.5.3.1 Détermination des charges permanente

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x $S_{\text{plancher t ou c}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé

$G_{\text{(poteau)}}$= b x h x he x poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

Tableau II.5.2 : Détermination des charges permanentes .

Etage	G plancher (KN)	G pp (KN)	G ps (KN)	G poteau (KN)	G étage (KN)	G cumulé (KN)
5eme étage	71.412	27.506	14.7	13.16	126.778	126.778
4eme étage	71.412	27.506	14.7	13.16	126.778	253.557
3eme étage	71.412	27.506	14.7	16.655	130.274	383.832
2eme étage	71.412	27.506	14.7	16.655	130.274	514.107
1er étage	140.949	27.506	14.7	16.655	199.811	713.918
RDC	133.980	27.506	14.7	23.750	199.937	913.855
S/Sol	133.980	27.506	14.7	16.312	192.499	1106.355

II.5.4 Surcharge d'exploitation : [**ART.6.3 DTR BC.2.2]**

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2]**

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

Tableau II.5.3 : Détermination des charges d'exploitation .

Etage	Q plancher (KN)	QxSt	$\frac{3+n}{2n}$	Q étage (KN)	Q cumulé
5eme étage	1	15.132	0	15.132	15.132
4eme étage	1.5	22.698	1	22.698	37.830
3eme étage	1.5	22.698	0.95	22.698	58.258
2eme étage	1.5	22.698	0.9	22.698	76.416
1er étage	1.5	65.9875	0.85	39.592	106.665
RDC	5	131.975	0.8	131.97	206.862
S/Sol	5	131.975	0.75	131.97	293.859

II.5.5 Détermination de l'effort normal ultime

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

N_{ultime}=1.35G+1.5Q

Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau II.5.4 : Détermination de l'effort normal ultime .

Etage	Elément	G_{elm} (KN)	Getg (KN)	Gcum (KN)	Q_{etg} (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	N (KN)	1.1Nu<N
5eme étage	pp	27.50	126.77	126.77	15.13	15.13	193.84	213.23	2152.96	Vérifiée
	ps	14.7								
	Poteau40x40	13.16								
	Plancher	71.41								
4eme étage	Pp	27.50	126.77	253.55	22.69	37.83	399.04	438.95	2152.96	Vérifiée
	ps	14.7								
	Poteau40x40	13.16								
	Plancher	71.41								
3eme étage	pp	27.50	130.27	383.83	22.69	58.25	605.56	666.11	2785.87	Vérifiée
	ps	14.7								
	Poteau45x45	16.65								
	Plancher	71.41								
2eme étage	pp	27.50	130.27	514.10	22.69	76.41	808.66	889.53	2785.87	Vérifiée
	ps	14.7								
	Poteau45x45	16.65								
	Plancher	71.41								
1er étage	Pp	27.50	199.81	713.91	39.59	106.66	1123.78	1236.16	2785.87	Vérifiée
	ps	14.7								
	Poteau45x45	16.65								
	Plancher	140.94								
RDC	pp	27.506	199.93	913.85	131.97	206.86	1543.99	1698.39	3446.48	Vérifiée
	ps	14.7								
	Poteau50x50	23.75								
	Plancher	133.98								
S/Sol	Pp	27.50	192.49	1106.35	105.58	274.06	1904.67	2095.14	3564.35	Vérifiée
	ps	14.7								
	Poteau50x50	16.31								
	Plancher	133.98								

II.5.6 Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1. RPA99V2003]

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.5.5 : Vérification conditions RPA99v2003 .

Dimension	Min (b_1,h_1) ≥30cm	Min (b_1,h_1) ≥$\frac{he}{20}$	1/4 < $\frac{b1}{h1}$ < 4	Vérification
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥16.7cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
45x45	Min (45,45) ≥30cm	Min (45,45) ≥16.7cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
50x50	Min (50,50) ≥30cm	Min (50,50) ≥19.25cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
50x50	Min (50,50) ≥30cm	Min (50,50) ≥13.33cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée

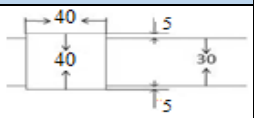
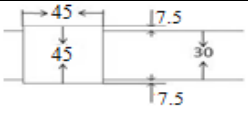
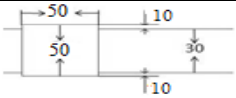
II.6 Vérification aux zones nodales [Art7.5.1. RPA99V2003]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$

$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II.6.1 : Vérification aux zones nodales .

Etage		b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2; h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
4^{eme} ,5^{eme}		30	40	40	C.V	5	20	Vérifiée
$1^{er,}$ 2^{eme} et 3^{eme}		30	45	45	C.V	7.5	22.5	Vérifiée
S/Sol et RDC		30	50	50	C.V	10	25	Vérifiée

II.7 Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article **[ART.7.7.1 RPA 99V2003]**

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow$ e ≥ 17cm

$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow$ e ≥ 19.31cm ⟶ On prend : e = 20 cm

$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow$ e ≥ 21.25cm

Chapitre III :

CALCULE DES ELELMENT SECONDAIRE

III.1 Acrotère

III.1.1 Introduction

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre
- Une surcharge due au vent estimé à 100Kg/ml
- Le calcul se fait pour une bande de 1m

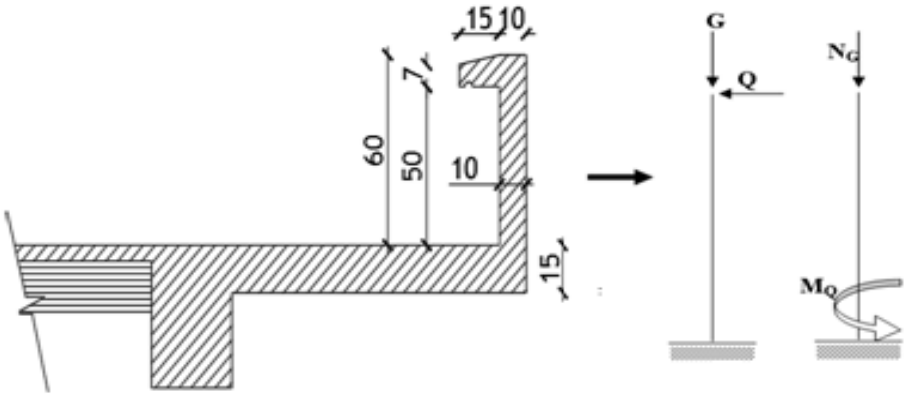


Figure III.1:L'acrotère .

III.1.2 Evaluation des charges et surcharges d'exploitation

Tableau III.1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS .

G = **1. 87**KN/ml	**ELU**	
	Effort normal	Nu =1.35xG=1.35x1.87=2.53 KN
	Moment	Mu =1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 KN.m
	Effort tranchant	Vu =1.5xQ=1.5x1.00=1,5KN
Q = 1KN/ml	**ELS**	
	Effort normal	N_{ser} = G=1.87 KN
	Moment	M_{ser} = Qxh=1x0.6=0.6 KN.m
	Effort tranchant	V_{ser} =Q= 1 KN.m

III.1.3 calcul du ferraillage à L'ELU

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à flexion composée avec une fissuration préjudiciable On a :

Les résultats de ferraillage sont obtenus à partir de logiciel **ROBOT EXPERT 2010**

Tableau III.2 : La section d'armatures .

f_{c28}= 25Mpa	f_{tj}=2.1Mpa	Fe=400Mpa	σ_{badm}= 14.16 Mpa	σ_{adm}= 348 Mpa
$A_{calcule}$=4.4cm²	**$A_{choisie}$=6HA10 = 4.71cm²**			St= 10 cm
A_{rep}=1.77 cm²	**$A_{rep\ choisie}$= 3HA8 = 1.51cm²**			St= 20 cm

III.1.4 La vérification des contraintes à l'ELS

Tableau .III.3 : Vérification des contraintes .

Vérification des contraintes a L'ELS				Vérification au cisaillement		
σ_b=0.34Mpa	σ_{badm}=15Mpa	vérifiée		τ=0.02 Mpa	τ_{adm}=2.5Mpa	vérifiée
σ_s=2.19Mpa	σ_s'=2.69Mpa	σ_{adm}=201.6Mpa	vérifiée			

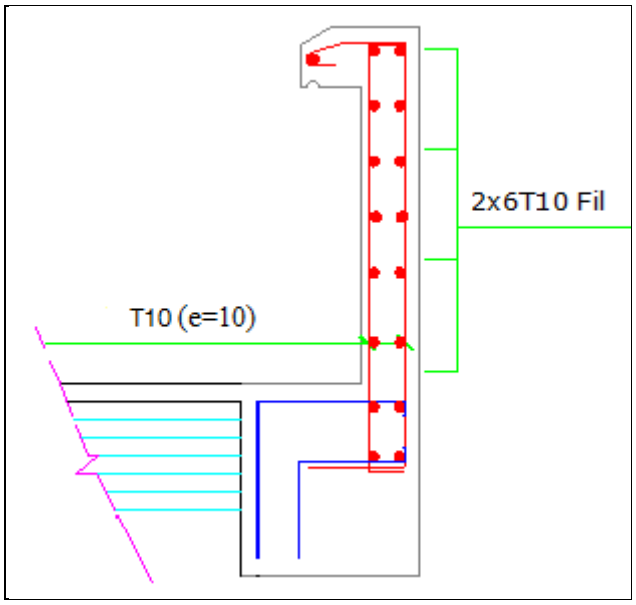


Figure III.2 : ferraillage de l'acrotère .

III.2 Escaliers

III.2.1 Introduction

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux, constitue d'une suite de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à 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.

III.2.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

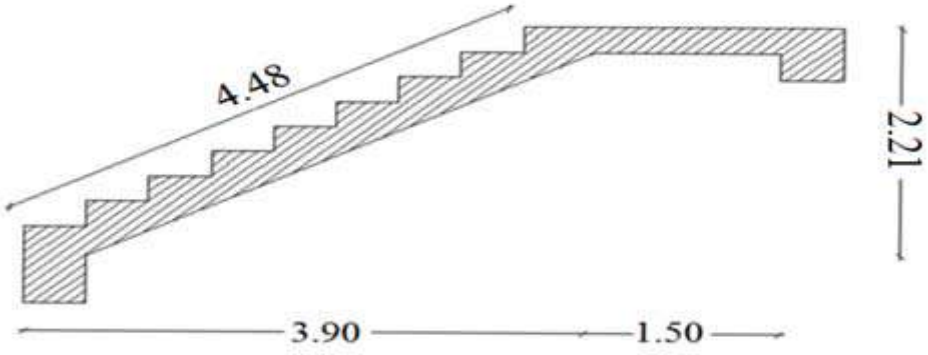


Figure III. 2.1: Dimensions de l'escalier .

III.2.2.1 DIMENSIONEMENT

- **L'inclinaison de la paillasse**

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{221}{390} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.5°$$

- **La longueur de la paillasse et du palier**

$$L_{paillasse} = \sqrt{221^2 + 390^2} = 448\ cm = 4.48\ m$$

$$L_{total} = \sqrt{221^2 + 390^2} + 1.50 = 600\ cm = 6\ m$$

- **Epaisseur de la paillasse et de palier**

Condition d'épaisseur : $\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{600}{35} < ep < \frac{600}{30}$

D'où : $17.14 < ep < 20$.

On adopte : $\mathbf{e_{palier} = e_{paillasse} = 25\ cm.}$

III.2.2.2 Détermination des charges et surcharges de l'escalier

1-Paillasse

Tableau III.2.1 : Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.25/cosα	25	7.18
5	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
6	Garde- corps	/	/	0.10
7	Enduits de plâtre	0.02/cosα	10	0.23
G (charges permanentes)				10.98
Q (surcharges d'exploitation)				2.50

2-Palier :

Tableau III.2.2 : Charges et surcharge du palier de l'escalier .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de palier	0.25	25	6.25
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
G (charges permanentes)		7.79		
Q (surcharges d'exploitation)		2.50		

III.2.2.3 Détermination des efforts

À, E.L.U : $P_u = 1.35G+1.5Q$

À, E.L.S : $P_{ser} = G+Q$

Tableau III.2.3 : Combinaisons des charges de l'escalier .

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m^2)	P_{SER} (KN/m^2)
Palier	7.79	2.5	14.266	10.29
Paillasse	10.98	2.5	18.873	13.48

III.2.2.4 Calcul des sollicitations

1- E.L.U

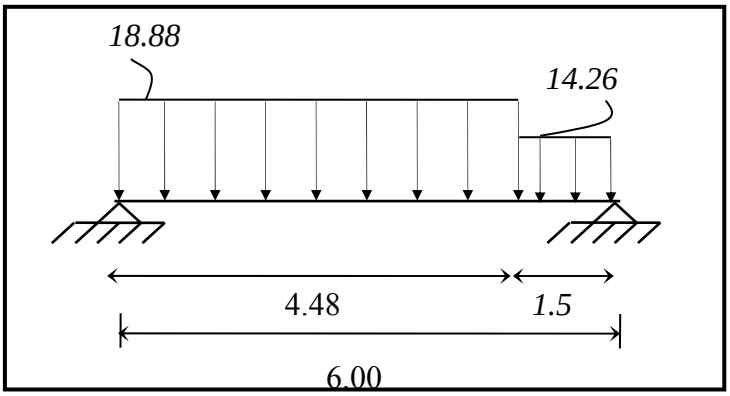
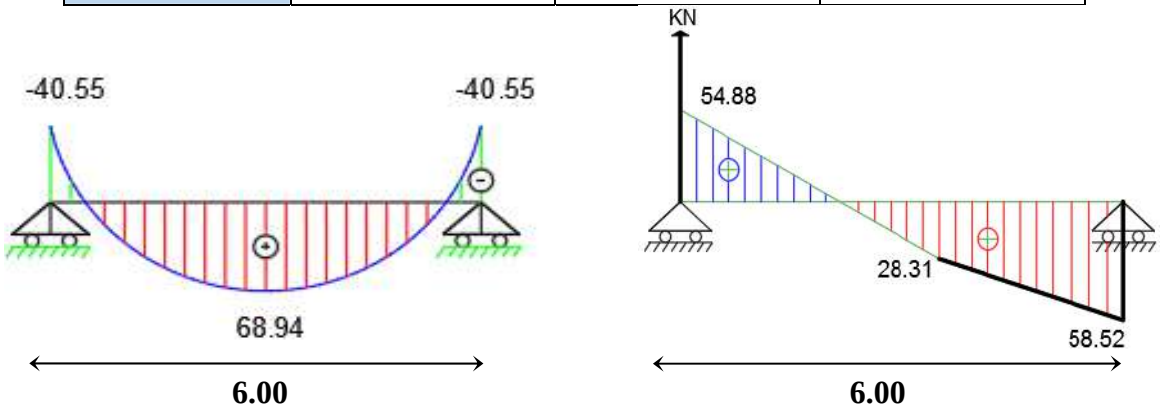


Figure III.2.2 : Distribution des charges à l'ELU .

- Effort tranchant et moment fléchissant

Tableau III.2.4 : Effort tranchant et moment fléchissant .

	Mt max (KN.m)	Ma max (KN.m)	T max (KN)
E.L.U	68.94	40.55	54.88



2-E.L.S

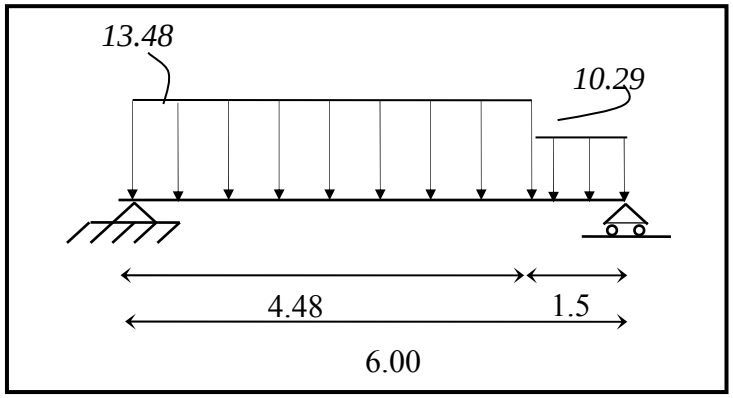
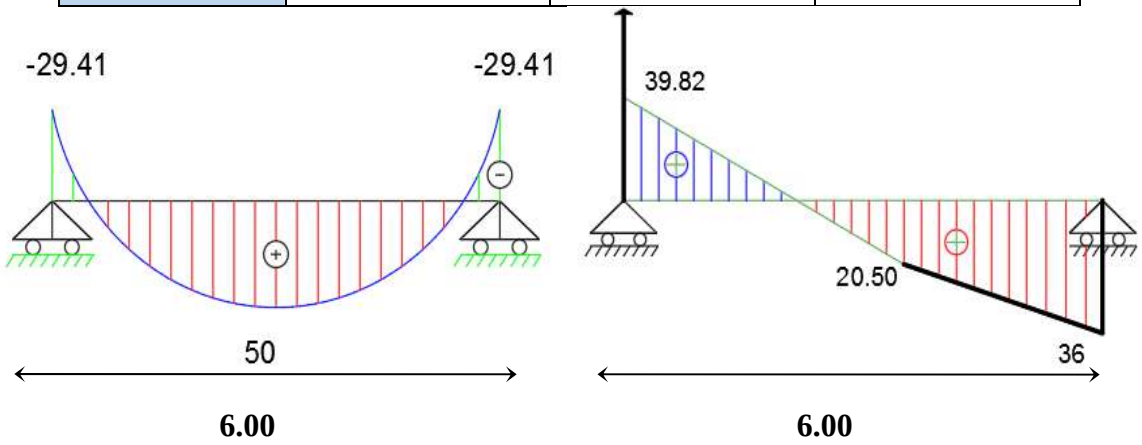


Figure III.2-3: Diagramme des moments retenus .

- Effort tranchant et moment fléchissant

Tableau III.2.5 : Effort tranchant et moment fléchissant .

	Mt_{max} (KN.m)	Ma_{max} (KN.m)	T_{max} (KN)
E.L.U	50	29.41	39.82



III.2.2.5 Conclusion

Tableau III.2.6 : Les résultats .

	E.L.U	E.L.S
Mt_{max} (KN.m)	68.94	50
Ma_{max} (KN.m)	40.55	29.41
T_{max} (KN)	54.88	39.82

III.2.2.6 Calcul de ferraillage

1-E.L.U

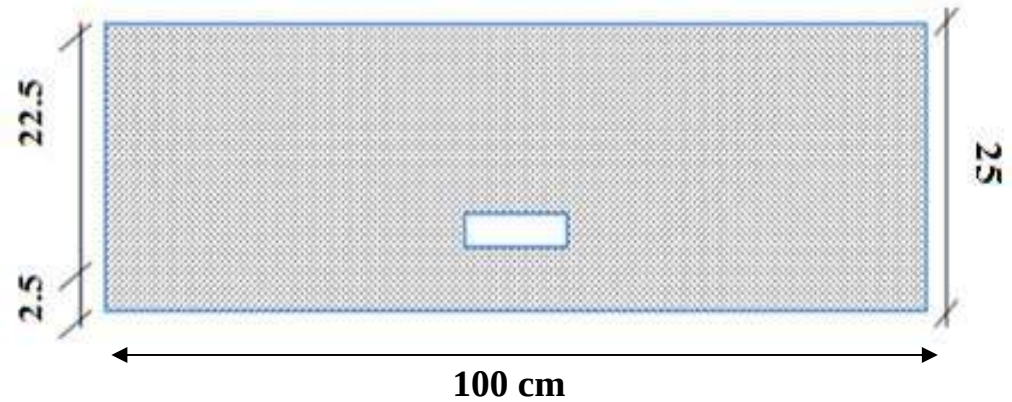


Figure III.2.4 : Section de calcul .

Tableau III.2.7 : paramètre de calcul .

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	25	cm	F_e	400	MPa
c	2.5	cm	σ_b	14.17	MPa
c’	2.5	cm	σ_s	348	MPa
d	17.5	cm	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/

- ✓ Le moment en travée : Mt = 68.94KN.m
- ✓ Le moment max aux appuis : M_a = 40.55 KN.m

Tableau III.2.8 : les résultats de la flexion simple .

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu l$ (0.392)	β	A $_{cal}$ (cm²/ml)	A $_{choisir}$ (cm²)
En travée	68.94	22.5	0.096	0.949	9.28	**8HA14=12.31**
Eux appuis	40.55	22.5	0.056	0.971	5.33	**8HA12=9.05**

- **Armatures de répartition**

$$\mathbf{Ar} = \frac{At}{4} = \frac{12.31}{4} = 3.07\ cm^2 \Rightarrow \text{Achoisir} = \mathbf{7HA8 = 3.51cm^2}$$

$$\mathbf{Ar} = \frac{At}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 cm^2 \Rightarrow \text{Achoisir} = \mathbf{7HA8 = 3.51cm^2}$$

- **Condition de non fragilité** : **[ART A4.2.1 CBA93]**

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2$$

Donc : $A_{choisir} > A_{min}$

- Condition d'espacement

Tableau III.2.9 :Vérification de l'espacement .

	L'espacement des armatures longitudinales	L'espacement des armatures de répartitions
En Travée	S_t =10cm ≤ Min[3h=75 ;33cm]=33cm	S_t =15cm ≤ Min[4h=100 ;45cm]=45cm
Eux Appuis	S_t =10cm ≤ Min [3h=75 ;33cm]=33cm	S_t =15cm ≤ Min[4h=100 ;45cm]=45cm

2-E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

Tableau III.2.10 :Vérification des contraintes a L'E.L.S .

	A(cm²)	Mser(KN.m)	Y(cm)	I(cm4)	σ b (MPa)	σ" b (MPa)	σ" b ≤ σ b
En Travée	12.31	50	7.45	55606.80	6.70	15	oui
Eux Appuis	9.05	29.41	6.57	43901.67	4.40	15	oui

3- Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.2.11 :Vérification de l'effort tranchant .

T(KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	τ ≤ $\bar{\tau}$
54.88	0.244	3.33	vérifiée

4-Conclusion

Le choix : En travée : A_t = **8HA14 =12.31cm²**

Eux appuis : **Aa = 8HA12 = 9.05 cm²**

Avec espacement de **10** cm

Armatures de répartition :

A_r=7HA8=3.51

Avec espacement de **15** cm

III.2.2.7 Condition de la flèche (selon le CBA9 B.6.2.13)

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

Tableau III.2.12: Condition de la flèche .

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$0.0416 < 0.0625$	C.N.V
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	$0.0416 < 0.082$	C.N.V
$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$	$0.054 > 0.0105$	C.N.V

- **Evaluation des flèches** (selon l'Annexe D du CBA9)

Inertie fictive

L'inertie fictive If de la section est définie par les relations suivant :

$$I_{fi} = \frac{1.1\, I_0}{1 + \lambda_i . \mu} \ldots\ldots\ldots \text{pour les deformation instantané}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1\, I_0}{1 + \lambda_v . \mu} \ldots\ldots\ldots \text{pour les deformation de longue durée}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b}{b_0}\right).\rho}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right).\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4\rho\sigma_s + f_{t28})} \ldots\ldots \text{ si } \mu < 0 \quad \Rightarrow \mu = 0$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 . d} \ldots\ldots \text{pourcentage minimal des armatures} \quad ; \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I_{xx}}(d - y) \quad \text{avec} \begin{cases} b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A(y-c')^2 \end{cases}$$

I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$$I_0 = \frac{b}{3}(y1^3 + (h - y1)^3) + 15.A.(y1 - d)^2 \ldots\ldots \text{section rectangulaire}$$

$$y1 = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15.A.d}{b.h + 15.A}$$

Calcule des flèches :

Dans le cas des poutres ou des dalles dirigées dans le sens de la petite portée, simplement appuyées ou continues on peut admettre que la flèche maximale a pour valeur :

$$f_i = \frac{M_t.l^2}{10.E_i I_{fi}} \quad \text{ou} \quad f_v = \frac{M_t.l^2}{10.E_v I_{fv}}$$

Dans le cas des dalles ou des poutres en console, la flèche maximale a pour valeur :

$$f_i = \frac{M_{ser}.l^2}{4.E_i I_{fi}} \quad \text{ou} \quad f_v = \frac{M_{ser}.l^2}{4.E_v I_{fv}}$$

Valeur limite de flèche

$\frac{l}{500}$ si $l < 5m$

$\frac{l}{1000} + 0.5$ si $l > 5m$

Tableau III.2.13 : Evaluation des flèches .

ρ	λ_i	μ	f_{t28} (MPA)	σ_s
0.00547	3.838	0.454	2.1	202.95
y1(cm)	I_0 (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	f_i (mm)	$f_i < \bar{f}_{adm}$= 11m
13.18	147403.31	60456.73	9.25	vérifiée

III.2.3 Etudes des escaliers tournant

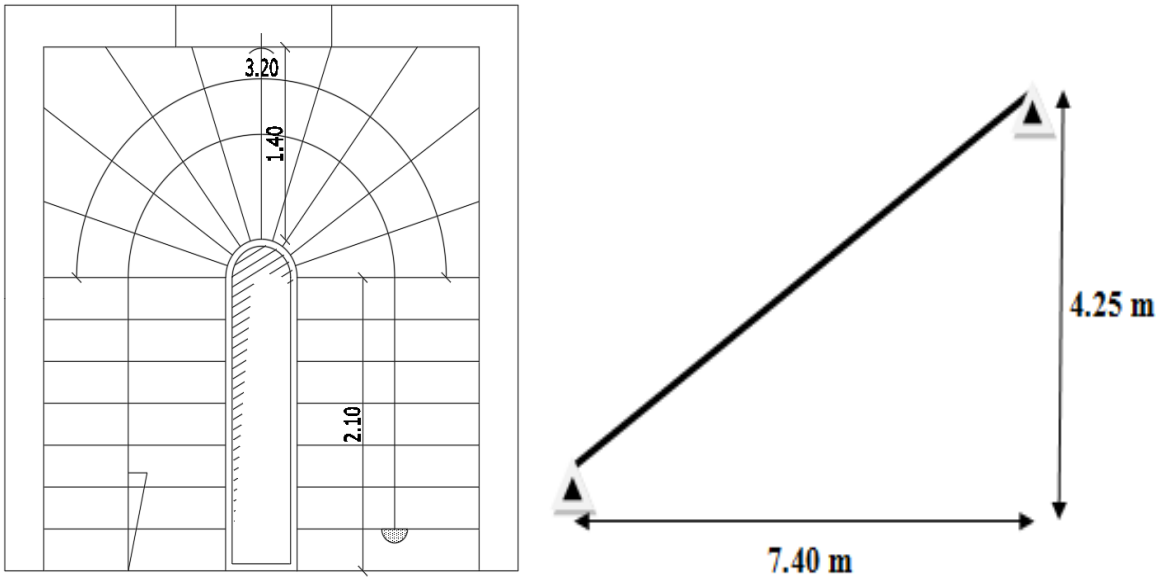


Figure III.2.5 : Dimensions de l'escalier .

III.2.3.1 LE DIMENSIONEMENT

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{210} = \frac{17}{30} = 0.566 \qquad \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.5°$

- **La longueur de l'escalier**

$L_{total} = 2.1 + 2.1 + 3.2 = 740\ cm = 7.40\ m$

- **Epaisseur de la paillasse et de palier**

Condition d'épaisseur : $\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{740}{35} < ep < \frac{740}{35}$

D'où : $21.14 < e\,p < 24.66$

On adopte : $\mathbf{e_{palier} = e_{paillasse} = 30\ cm}$

III.2.3.2 Descente de charge

Tableau III.2.14 : Charges et surcharge de paillasse de l'escalier .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de l'escalier	**0.30**/cosα	25	8.61
5	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
6	Garde- corps	/	/	0.10
7	Enduits de plâtre	0.02/cosα	10	0.23
G (charges permanentes)				12.4
Q (surcharges d'exploitation)				2.5

III.2.3.3 Détermination des efforts

À, E.L.U : P_u=1.35G+1.5Q

À, E.L.S : P_{ser}=G+Q.

Tableau III.2.15 : Combinaisons des charges de l'escalier .

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m^2)	P_{SER} (KN/m^2)
Escalier	12.41	2.5	20.50	14.91

III.2.3.4 Calcul des sollicitations

1- E.L.U

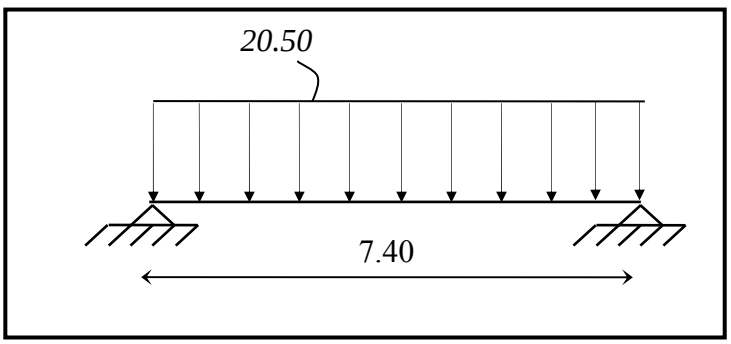
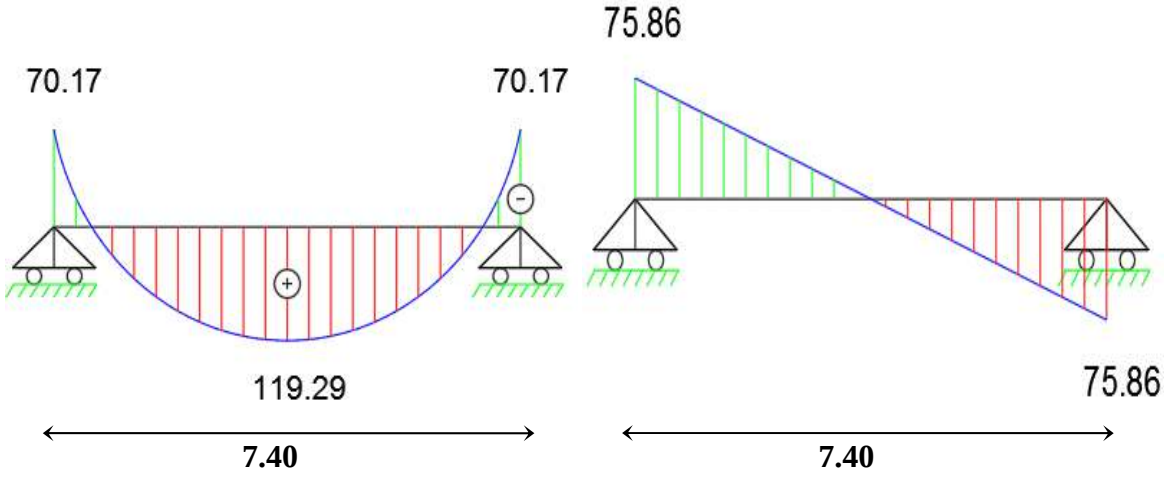


Figure III.2.8 : Distribution des charges à l'ELU .

- Effort tranchant et moment fléchissant

Tableau III.2.16 : Effort tranchant et moment fléchissant .

	Mt $_{max}$ (KN.m)	**Ma $_{max}$ (KN.m)**	**T $_{max}$ (KN)**
E.L.U	119.29	70.17	75.86



2- E.L.S

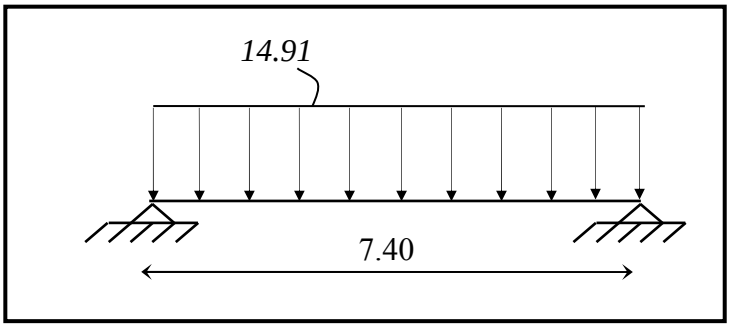
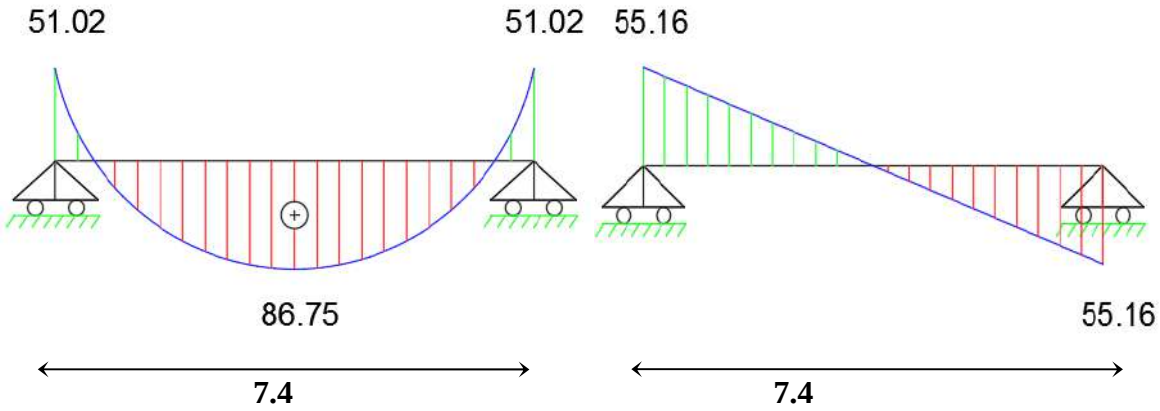


Figure III.2.9 : Distribution des charges à l'ELS .

- Effort tranchant et moment fléchissant :

Tableau III.2.17 : Effort tranchant et moment fléchissant .

	Mt $_{max}$ (KN.m)	**Ma $_{max}$ (KN.m)**	**T $_{max}$ (KN)**
E.L.U	86.75	51.02	55.16



III.2.3.5 Conclusion

Tableau III.2.18 : Les résultats .

	E.L.U	E.L.S
Mt max	119.29	86.75
Ma max	70.17	51.02
T max	75.86	55.16

III.2.3.6 Calcul de ferraillage

1-L'ELU

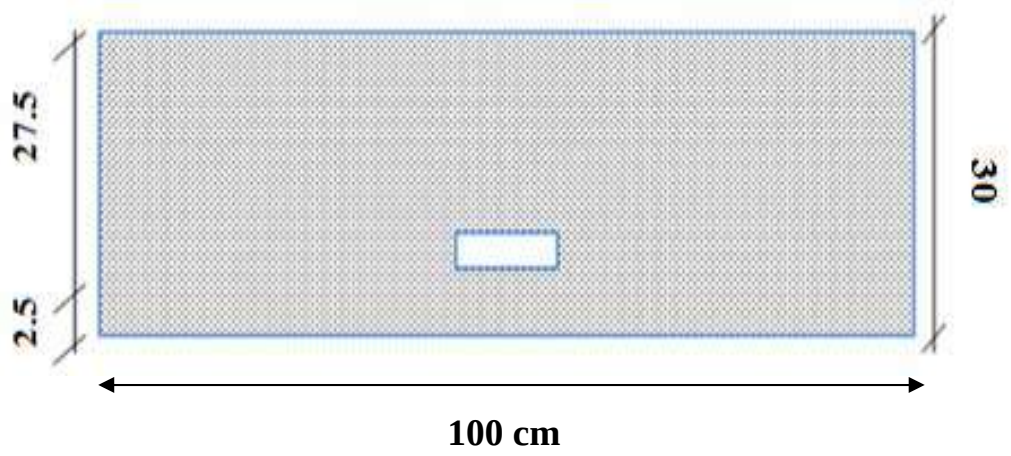


Figure III.2.10 : Section de calcul .

Tableau III.2.19 : paramètres de calcul **.**

Béton	f_{c28} = 25 MPA	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.17 MPA	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPA	b =100 cm	h= 25 cm	d=22.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400 MPA	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPA

Le moment en travée : Mt=119.29 KN.m

Le moment max aux appuis : M_a=70.17 KN.m

Tableau III.2.20 : Les résultats de la flexion simple .

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu_l$	β	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	119.29	27.5	0.112	0. 940	13.26	**9Ha16** = 18.09
Eux appuis	70.17	27.5	0.066	0.966	7.59	**9Ha12** = 10.18

- **Armatures de répartition**

Ar $= \frac{At}{4} = \frac{18.09}{4} = 4.52\ cm^2 \Rightarrow$ **A** Choisir = **6HA10 = 4.71 cm²**

Ar $= \frac{At}{4} = \frac{10.18}{4} = 2.54 cm^2 \Rightarrow$ **A** Choisir = **6HA10 = 4.71 cm²**

- **Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93]**

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2$$

Donc $A_{choisir} > A_{min}$

- **condition d'espacement**

Tableau III.2.21: Vérification de l'espacement .

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	S_t =10cm ≤ Min [3h=90 ; 33cm]=33cm	S_t =15cm ≤ Min [4h=120 ; 45cm]=45cm
En appuis	S_t =10cm ≤ Min [3h=90 ; 33cm]=33cm	S_t =15cm ≤ Min [4h=120 ; 45cm]=45cm

2-L'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible

Tableau III.2.22 :Vérification des contraintes a L'E.L.S .

	A(cm²)	Mser(Kn.m)	Y(cm)	I(cm4)	σ b (MPa)	σ" b (MPa)	σ" b ≤ σ b
En Travée	18.09	86.75	9.80	97494.44	8.72	15	oui
Eux Appuis	10.18	51.02	7.76	61873.70	6.40	15	oui

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

3-Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.2.23: Vérification de l'effort tranchant .

T(KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
40.07	0.275	3.33	vérifiée

4-Conclusion

Le choix : En travée : **9 HA 16 = 18.09 cm²**

Eux appuis : **9 HA 14 = 10.18 cm²** ; Avec espacement de 10 cm

Armatures de répartition

Ar = 6HA10 = 4.71 cm² **; Avec** espacement de 15 cm

III.2.3.7 Condition de la flèche (selon le CBA9 B.6.2.13)

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

Tableau III.2.24 : Condition de la flèche .

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$0.040 < 0.0625$	C.N.V
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	$0.04 < 0.84$	C.N.V
$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$	$0.051 > 0.0105$	C.N.V

- Evaluation des flèches (selon l'Annexe D du CBA9)

Tableau III.2.25 : Evaluation des flèches .

ρ	λ_i	μ	f_{t28} (MPA)	σ_s
0.0065	3.19	0.55	2.1	236.23
y1(cm)	I_0 (cm^4)	I_{fi}(cm^4)	f_i (mm)	$f_i < \bar{f}_{adm}$= 12.4cm
16.03	263881.59	104354.206	14.15	Non vérifiée

Avec ces dimensions du béton et de ferraillage ; la flèche dépasse la flèche admissible .

Solutions

On doit ajouter une deuxième Nappe AS2 = 9HA16 ;et on refait les calcul et les vérification de la flèche

On prend 2 Nappe ⟶ AS1 = 9HA16
AS2 = 9HA16

Tableau III.2.26 : vérification de la flèche .

f_i	$\bar{f}_{adm}$	$f_i < \bar{f}_{adm}$
11.6	12.4	vérifiée

III.2.4 Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (30×35) avec longueur de 3.45 m.

III.2.4.1 Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : Pp=0.3x0.35x25 = 2.625KN/ml

Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R(ELU) = 49.72\ KN \\ R(ELS) = 36.00\ KN \end{cases}$$

Donc : $\begin{cases} Pu = 1.35(Pp + R) = 70.66\ KN/ml \\ Pser = 38.62\ \ KN/ml \end{cases}$

III.2.4.2 Calcul des efforts

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

III.2.4.2.1 A l'E.L.U

$$R_a = R_{b=} \frac{P_u x\, L}{2} = \frac{70.66x3.45}{2} = 121.89\ KN$$

$$M_a = M_b = \frac{P_{U\times} L^{\,2}}{12} = \frac{70.66x3.45^{\,2}}{12} = 70.08\ KN.m$$

$$M_{t\,max} = \frac{P_{U\times} L^{\,2}}{24} = \frac{70.66x3.45^2}{24} = 35.04\ KN.m$$

III.2.4.2.2 A l'E.L.S

$$R_a = R_{b=} \frac{P_{U\times} L}{2} = \frac{38.62x3.45}{2} = 66.62\ KN$$

$$M_a = M_b = \frac{P_{U\times} L^{\,2}}{12} = \frac{38.62x3.45^{\,2}}{12} = 38.31\ KN.m$$

$$M_{t\,max} = \frac{P_{U\times} L^{\,2}}{24} = \frac{38.62x3.45^{\,2}}{24} = 19.15\ KN.m$$

Tableau III.2.27 : Les résultats .

	Ra (KN)	Ma(KN.m)	Mt (KN.m)
ELU	121.89	70.08	35.04
ELS	66.62	38.31	19.15

III.2.4.3 Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.2.28 : paramètres de calcul .

Béton	f_{c28} = 25 MPA	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.17 MPA	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPA	b =30 cm	h= 30 cm	d=27.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400 MPA	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPA

III.2.4.3.1 E.L.U

Tableau III.2.29 : Les résultats de la flexion simple .

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu_1$	β	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	35.04	32.5	0.078	0. 959	3.23	3HA12 = 3.39
Eux appuis	-70.08	32.5	0.156	0.915	6.77	3HA12 + 3chp12 = 6.79

.

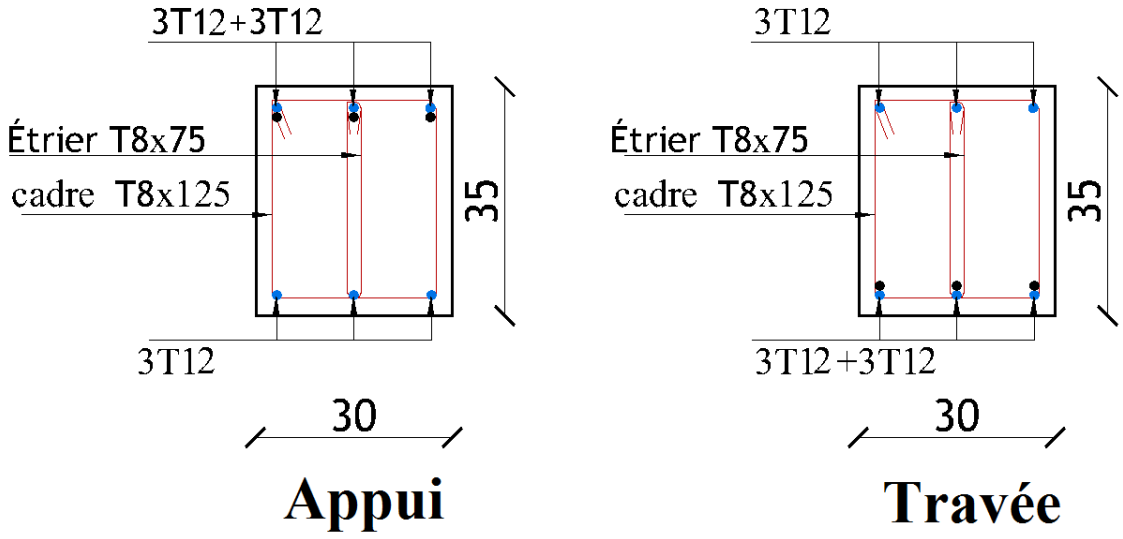
III.2.4.3.2 E.L.S

La fissuration est considérée comme **peu nuisible** :

Tableau III.2.30 :Vérification des contraintes a L'E.L.S .

	A(cm²)	Mser(Kn.m)	Y(cm)	I(cm4)	σ b (MPa)	σ" b (MPa)	σ" b ≤ σ b
En Travée	6.79	19.15	11.8	60071.17	3.77	15	oui
Eux Appuis	6.79	38.31	11.97	60078.76	7.63	15	oui

- **Donc** : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.



III.3 CALCUL DES POUTRELLES

III.3.1 Introduction

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, porteurs.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et surcharge d'exploitation.
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux séismes, et transmettre ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique acoustique.
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie

III.3.2 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig.).

III.3.3 Dimensionnement des poutrelles

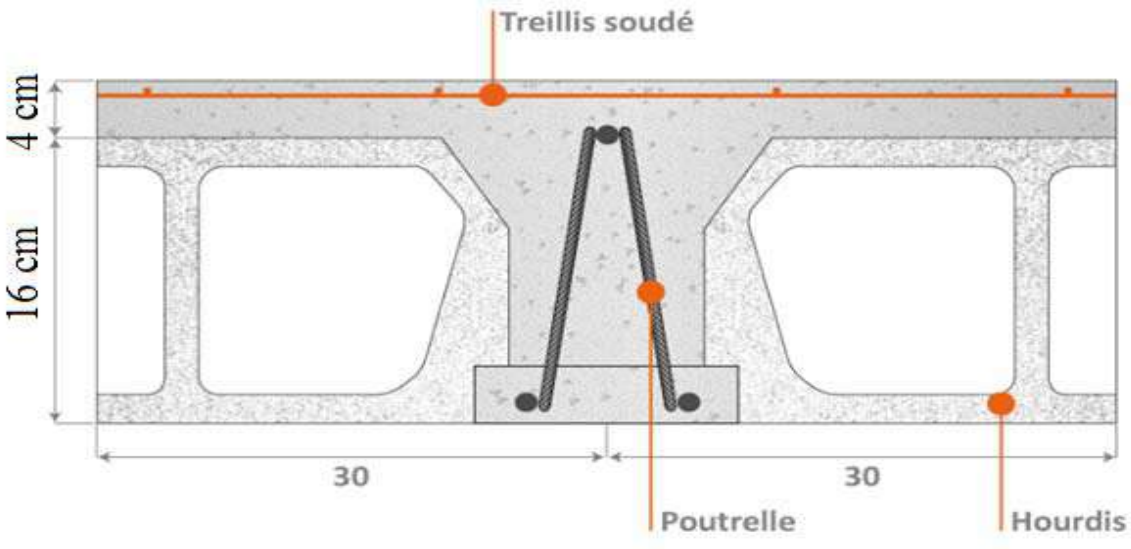


Fig. III.3.1 : Dimensionnement de la poutrelle .

III.3.4 Type des poutrelles

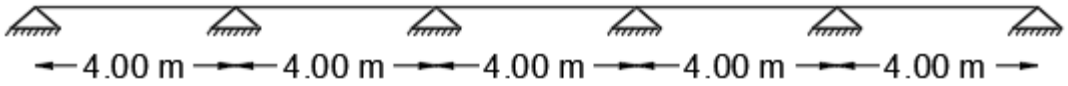
III.3.4.1 Usage Boutique

- Poutrelles à deux travées :



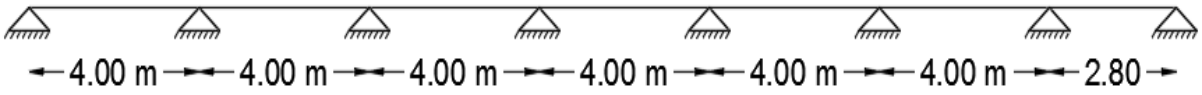
III.3.4.2 Usage Hébergement

- Poutrelles à 5 travées :



III.3.4.3 Usage Restaurent

- Poutrelles à 7 travées :



Le calcul se fait en deux étapes :

III.3.5 Première étape : Avant le coulage de la table de compression

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1\text{kN} \\ 500\text{N}/\text{m} \end{cases}$$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

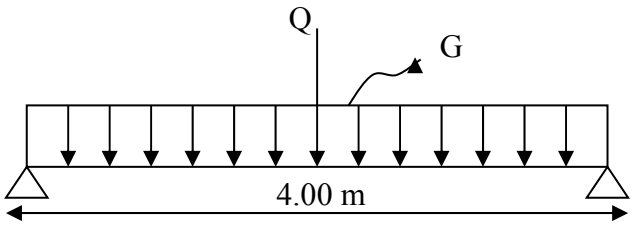


Fig. III.3.2 : Poutrelle avant coulage .

- **Charges et surcharges**

  - Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de : 12*4 cm²

L(m)	Surcharge d'exploitation Q(KN)	Charge permanente G(KN)	
4.00	Q = Max$\begin{cases} 1\ KN \\ 500 \times 4.00 \end{cases}$	**Poids de la poutrelle**	**Poids du corps creux**
		0.04x0.12x25= 0.12	0.65x1 = 0.65
	Q = 2.00 KN	**G** = 0.12+0.65= **0.77 KN**	

- **Détermination le nombre des étaiements**

$$f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI}$$

$$\overline{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L}{1000} & \text{si } L \geq 5m \\ \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tableau III.3.1 : détermination le nombre d'étaiement .

étaiement	L (m)	G (KN/ml)	Q (KN)	E (MPa)	f (mm)	$\overline{f}$ (mm)	Vérification
0	4.00	0.77	2.25	32000	19.11	8	non
1	2.00	0.77	1.125	32000	2.58	4.5	oui

- **Commentaire**

  - ✓ On place 1 étaiement à une distance **L = 2.00 m** pour les poutrelles .

III.3.6 Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.3.6.1 Méthodes de calcul

1. 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 5KN/m².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

- 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.

Remarque

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

2. Méthode de Caquot : (pour les poutres)

- Exposé de la méthode

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

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

III.3.7 Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression

Apres le coulage du béton, les poutrelles appuyées deviennent des poutres continues (hyperstatiques), le calcul des poutrelles sera fait à l'aide de la méthode forfaitaire après la vérification des conditions de la méthode.

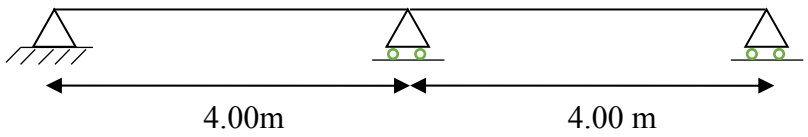
III.3.7.1 Usage Boutique

III.3.7.1.1 Calcul des sollicitations

Tableau III.3.2 : Calcul des sollicitations .

Plancher	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	L (m)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
Hébergement	5.96	1,5	0,65	3.87	0,98	6.70	4.85
Restaurent	5.96	4	0,65	3.87	2,6	9,13	6,47
Boutique	5.96	5	0,65	3.87	3.25	10.1	7.12

III.3.7.2 Poutrelles à deux travées



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

Tableau III.3.3 : Vérification méthode de calcul .

Condition		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$Q \leq \text{Min}\,[2G \text{ et } 5KN/m^2]$	$3.25 \leq \text{Min}\,[7.74 \text{ et } 5KN/m^2]$	Vérifiée
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		Vérifiée
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{4.00}{4.00} = 1 \leq 1.25$	Vérifiée
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		Vérifiée

Tableau. III.3.4: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) **.**

Travée	l (m)	M0 (KN.m²)	Mt (KN.m²)	Mw (KN.m²)	Me (KN.m²)	Tw (KN.m²)	Te (KN.m²)
A-B	4.00	20.2	**14.89**	-4.04	**-12.12**	18.18	**-22.23**
B-C	4.00	20.2	**14.89**	**-12.12**	-4.04	**22.23**	-18.18

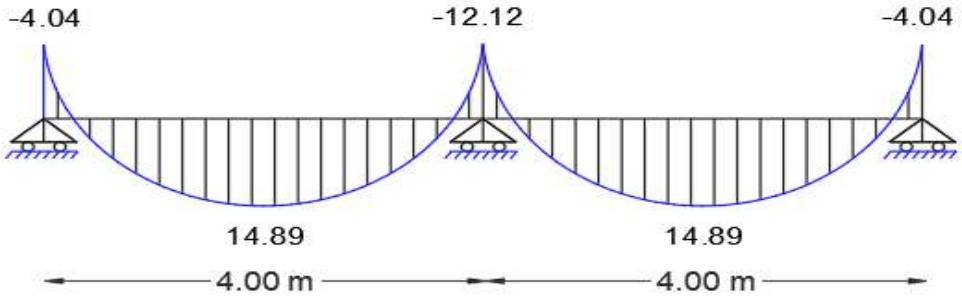


Figure III.3.3 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U .

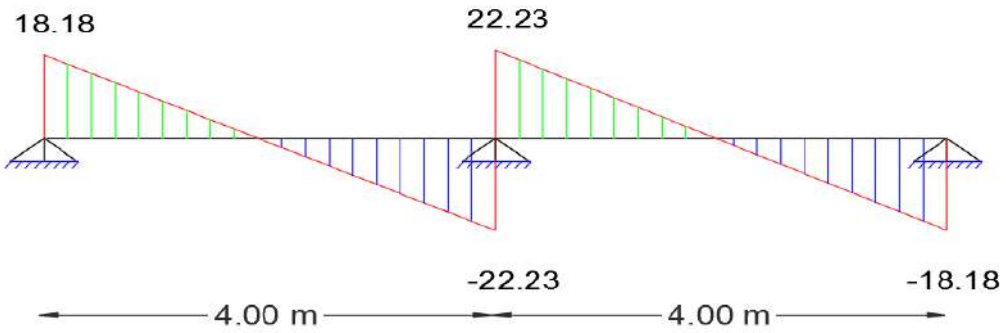


Figure III.3.4 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U .

Tableau.3.5: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS) .

Travée	l (m)	M0 (KN.m²)	Mt (KN.m²)	Mw (KN.m²)	Me (KN.m²)
A-B	4.00	14.25	**10.50**	-2.85	**-8.55**
B-C	4.00	14.25	**10.50**	**-8.55**	-2.85

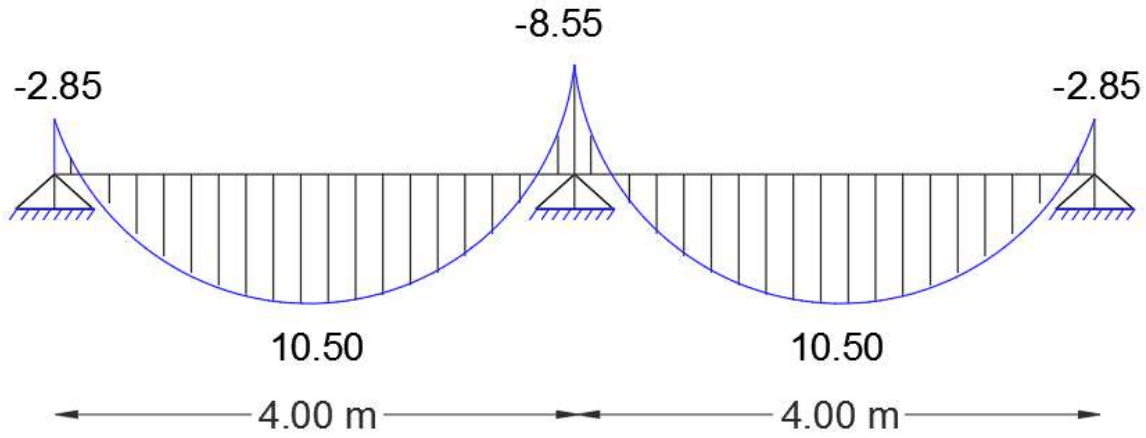
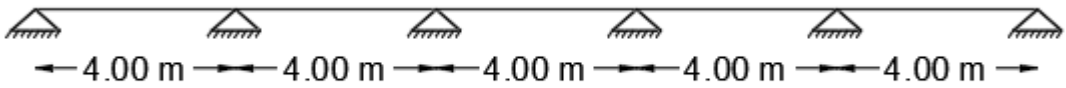


Figure III.3.5 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S .

III.3.7.3 Poutrelles à 5 travées



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Tableau III.3.6 : Vérification méthode de calcul .

Condition		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$Q \leq \text{Min}\,[2G \text{ et } 5KN/m^2]$	$0.98 \leq \text{Min}\,[7.74 \text{ et } 5KN/m^2]$	Vérifiée
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		Vérifiée
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{4.00}{4.00} = 1 \leq 1.25$	Vérifiée
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		Vérifiée

Tableau III.3.7: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELU) .

Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	4,00	13,4	9,51	2,68	6,69	12,38	-14,39
B-C	4,00	13,4	8,17	6,69	5,36	13,72	-13,05
C-D	4,00	13,4	8,84	5,36	5,36	13,39	-13,39
D-E	4,00	13,4	8,43	5,36	6,69	13,05	-13,72
E-F	4,00	13,4	9.51	6.96	2.68	14.38	-12,38

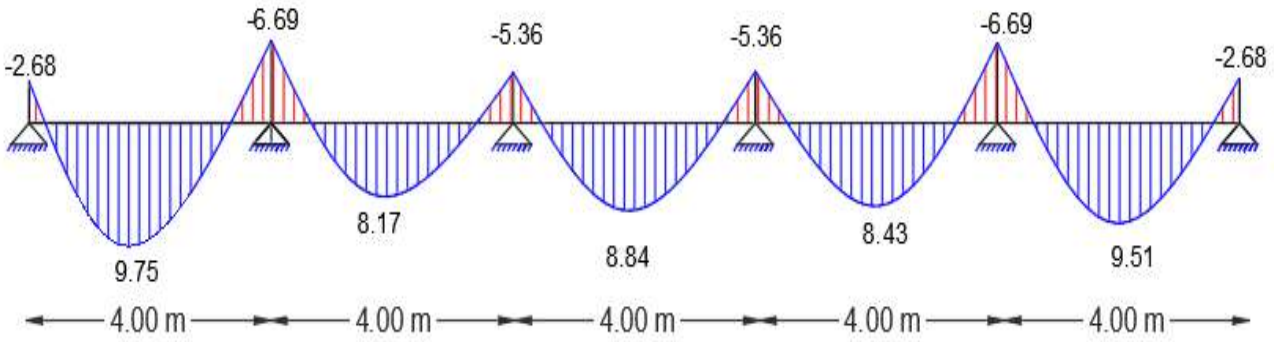


Figure III.3.6 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U .

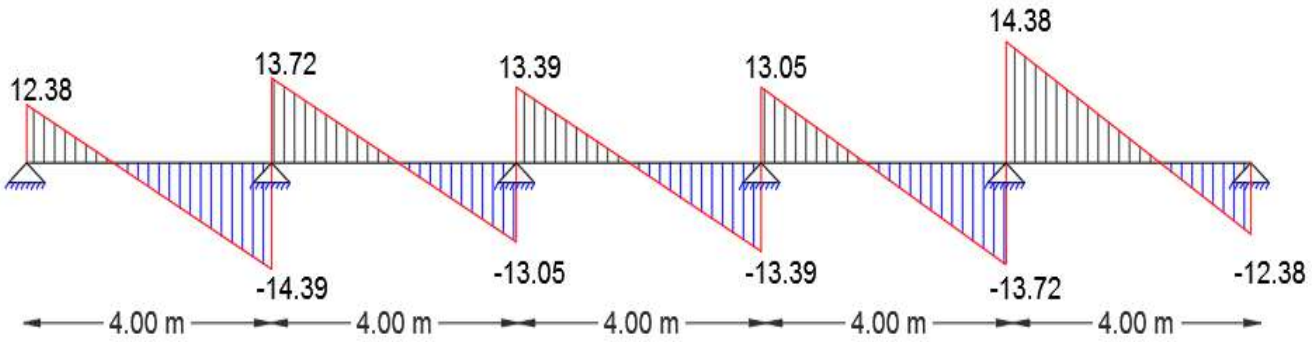


Figure III.3.7 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U .

Tableau III.3.8. : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELS) .

Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	4	9.69	6.88	-1.93	-4.84
B-C	4	9.69	5.91	-4.84	-3.87
C-D	4	9.69	6.40	-3.87	-3.87
D-E	4	9.69	5.91	-3.87	**-4.84**
E-F	4	9.69	6.88	**-4.84**	-1.93

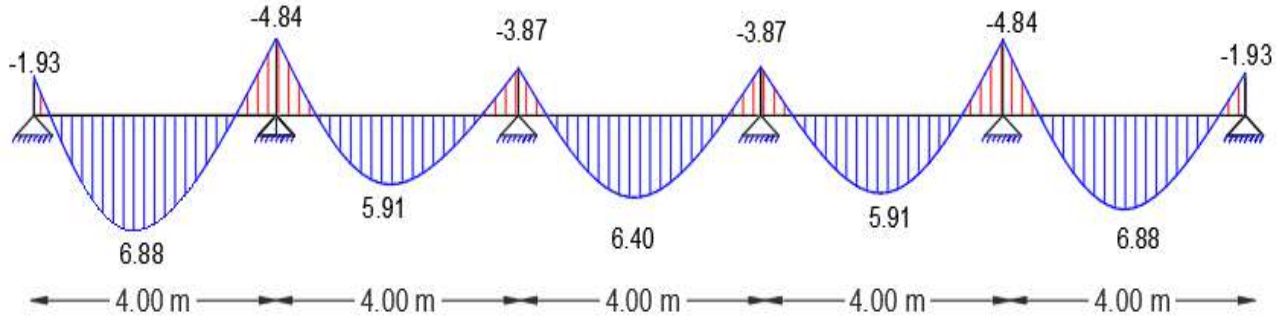
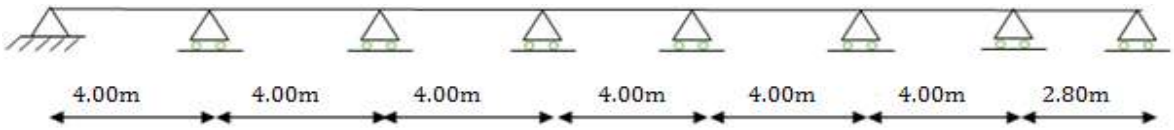


Figure III.3.8 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S .

III.3.7.4 Poutrelles à 7 travées



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

Tableau III.3.9 : Vérification méthode de calcul .

Condition		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$Q \leq \text{Min}\,[2G \text{ et } 5KN/m^2]$	$0.98 \leq \text{Min}\,[8.26 \text{ et } 5KN/m^2]$	Vérifiée
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		Vérifiée
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{4.00}{4.00} = 1 \leq 1.25$	Vérifiée
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{4.00}{2.80} = 1.42 > 1.25$	Non Vérifiée
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		Vérifiée

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT .

Tableau III.3.10: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées (ELU) .

Travée	L (m)	M_0 (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	4	18.26	-3.65	-14.43	9.21	15.56	-20.95
B-C	4	18.26	-14.43	-11.00	5.54	19.11	-17.40
C-D	4	18.26	-11.00	-11.00	7.26	18.26	-18.26
D-E	4	18.26	-11.00	-11.00	7.26	18.26	-18.26
E-F	4	18.26	-11.00	-11.00	7.26	18.26	-18.26
F-G	4	18.26	-11.00	-9.80	7.86	18.56	-17.95
G-H	2.8	8.94	-9.80	-1.79	3.15	15.64	-9.92

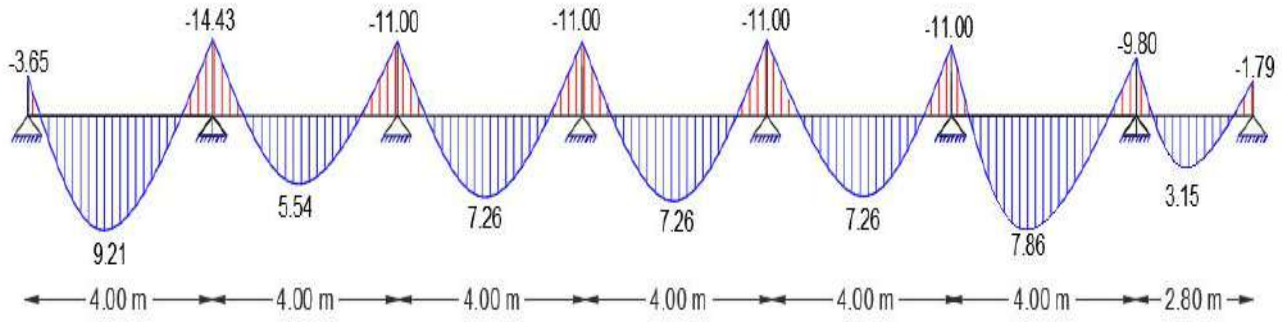


Figure III.3.9 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U .

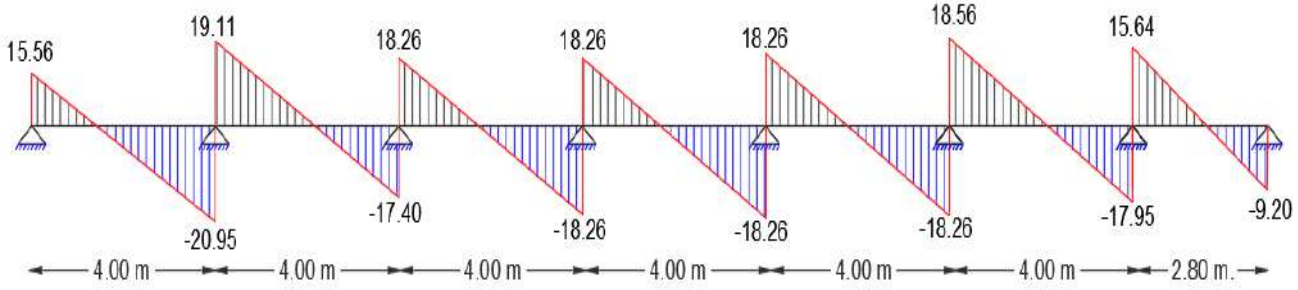


Figure III.3.10 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U .

Tableau III.3.11: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées (ELS) .

travées	L (m)	M_0 (KNm)	Mw (KNm)	M_e (KNm)	M_t (KNm)
AB	4	13	-2.60	-10.27	6.56
BC	4	13	-10.27	-7.83	3.94
CD	4	13	-7.83	-7.83	5.16
DE	4	13	-7.83	-7.83	5.16
EF	4	13	-7.83	-2.60	7.78
FG	4	13	-7.83	-2.60	7.78
GH	2.8	6.37	-6.97	1.27	2.24

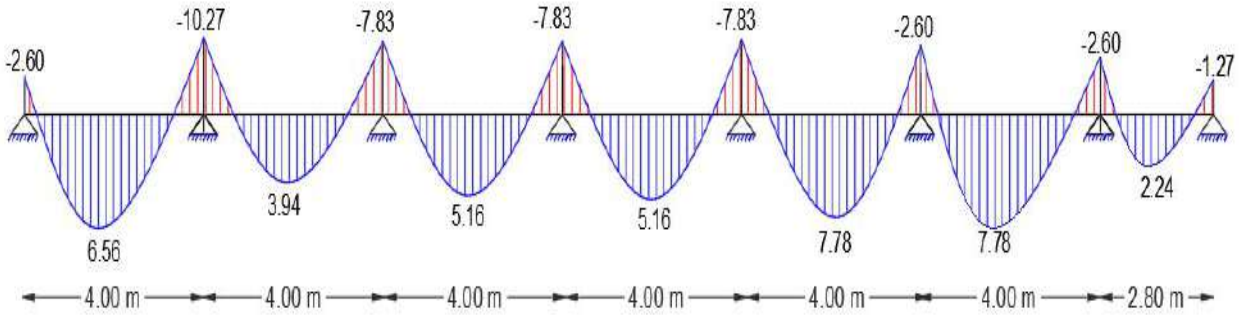


Figure III.3.11 : Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S.

III.3.8 Résultat final

Tableau III.3.12 : Les résultats du calcul .

	ELU			**ELS**	
Usage hébergement					
Travée	**Ma (max)**	**Mt (max)**	**T max**	**Ma (max)**	**Mt (max)**
2 travées	-12.12	14.89	22.23	-8.55	10.50
Usage restaurant					
5 travées	-6.96	9.51	14.38	-4.84	6.88
Usage boutique					
7 travées	-14.43	9.21	20.95	-10.27	6.56

III.3.9 Ferraillage des poutrelles

III.3.9.1 Usage Boutique

Tableau III.3.13: Ferraillage de poutrelle A'ELU .

	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2' (cm²)	As1 (choisi)	As2 (choisi)
Travée	14.89	2.44	0.00/	**2HA10+1HA12= 2.70**	/
Appui	-12.12	/0.00	2.64	/	**1HA10+2ChpHA12 = 3.05**

-Vérification des contraintes à l'état limite de service

Tableau III.3.14 : Vérification des contraintes AELS .

	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	vérification
Travée	10.50	2.70	0.79	4.88	15	oui
Appui	-8.55	2.44	3.05	9.63	15	oui

-Vérification de l'effort tranchant [ART A.5.1.1 CBA93]

Tableau III.3.15 : Vérification de l'effort tranchant .

Poutre et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	d (cm)	b (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	Ø (mm)	At (cm²)
Poutrelle	20	8	22.23	1.73	3.33	oui	15	15	6	0.56

-Vérification de la flèche :

Tableau III.3.16 : Vérification de la flèche .

poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M t (KN.m)	As1t (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F adm (mm)	Oui/non
Poutrelle	4.00	20	8	10.50	2.44	6.4	8.00	oui

III.3.9.2 Usage Hébergement

Tableau III.3.17 : Ferraillage de poutrelle A'ELU .

	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2' (cm²)	As1 (choisi)	As2' (choisi)
Travée	9.51	1.54	0.00	**3HA10= 2.36**	/
Appui	-6.96	0.00	1.37	/	**1HA10+1ChpHA10 = 1.57**

-Vérification des contraintes à l'état limite de service

Tableau III.3.18 : Vérification des contraintes AELS .

	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	vérification
travée	6.88	2.36	0.79	3.24	15	oui
appui	-4.84	2.36	1.57	6.66	15	oui

-Vérification de l'effort tranchant [ART A.5.1.1 CBA93]

Tableau III.3.19 : Vérification de l'effort tranchant .

Poutre et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	d (cm)	b (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	Ø (mm)	At (cm²)
Poutrelle	20	8	14.39	1.12	3.33	oui	15	15	6	0.56

-Vérification de la flèche

Tableau III.3.20 : Vérification de la flèche .

poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M t (KN.m)	As1t (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F adm (mm)	Oui/non
Poutrelle	4.00	20	8	6.88	2.36	4.1	8.00	oui

III.3.9.3 Usage Restaurent

Tableau III.3.21 : Ferraillage de poutrelle A'ELU .

	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2' (cm²)	As1 (choisi)	As2' (choisi)
Travée	9.21	1.49	0.00	**3HA10= 2.36**	/
Appui	-14.43	0.00	3.40	/	**1HA10+2ChpHA14 = 3.86**

-Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau III.3.22 : Vérification des contraintes AELS .

	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	vérification
travée	6.56	2.36	0.79	3.09	15	oui
appui	-10.27	2.36	3.86	11.05	15	oui

-Vérification de l'effort tranchant [ART A.5.1.1 CBA93]

Tableau III.3.23 : Vérification de l'effort tranchant .

Poutre et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	d (cm)	b (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	Ø (mm)	At (cm²)
Poutrelle	20	8	20.95	1.63	3.33	oui	15	15	6	0.56

-Vérification de la flèche

Tableau III.3.24 : Vérification des flèches .

poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M t (KN.m)	As1t (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F adm (mm)	Oui/non
Poutrelle	4.00	20	8	10.27	2.36	3.3	8.00	oui

III.3.10 Ferraillage de la table de compression Art [B.6.8.4.2.3 CBA93]

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

Le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

On adopte un quadrillage carré de mailles **(20×20)** cm2

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- - Si : Ln≤ 50cm $\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- - Si : $50 \leq Ln \leq 80cm$ $\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

Ln : Ecartement entre axes des nervures

fe : Limite d'élasticité en [MPA].

1-Armatures perpendiculaires aux nervures :

$At \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$ 50 cm ≤ L ≤ 80 cm

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

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $At \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; fe=520 MPA ; ϕ=6mm.

Choix des armatures :

5T6 ⟶ A = 1.41cm²

(T6 ⟶ e = 20cm).

2-Armatures parallèles aux nervures

Détermination des armatures :

On a : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23\,cm^2$

Choix des armatures :

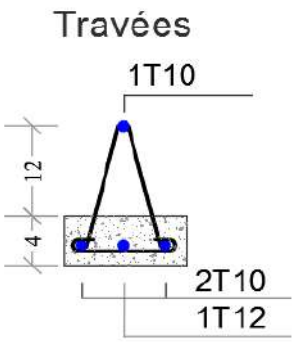
5T6 ⟶ A = 1.41cm²

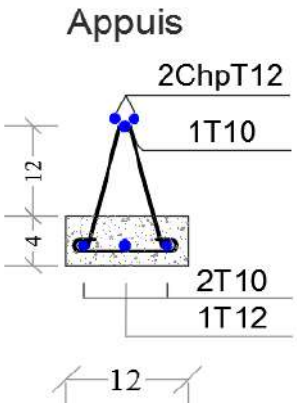
(T6 ⟶ e = 20cm).

Choix : Le treillis soudé adopté est : TS ∅6 (200x200x6)

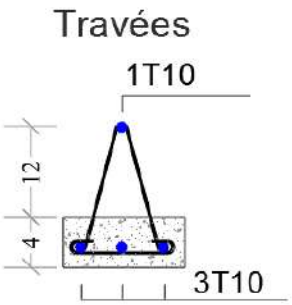
Ferraillages des poutrelles

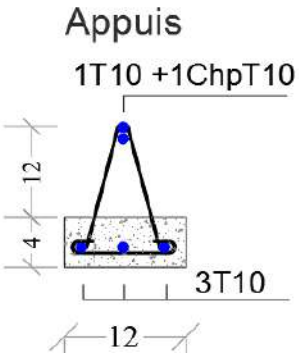
Usage Boutique :



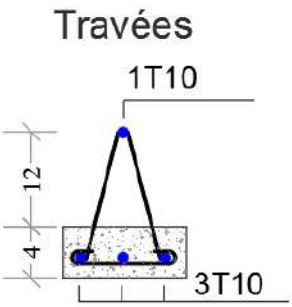


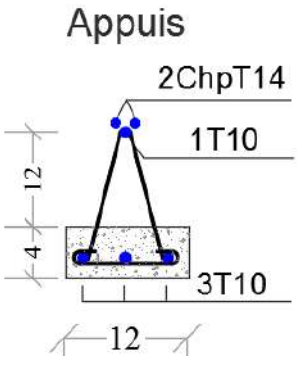
Usage Hébergement :





Usage Restaurent :





III.4 LES DALLES PLEINES

III.4.1 METHODE DE CALCUL

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- La méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré et chargement répartie.
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture

III.4.2 Hypothèses de calcul

Cours de Béton armé pour 1er année Master (Pr: BOUKENDAKDJI Othmane)

III.4.3 Calcul des moments (principe du travail virtuel)

$$\Sigma \text{ des Travaux Externes} - \Sigma \text{ des Travaux Internes} = 0$$

1-Travail externe

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$$\mathbf{T_{ext}} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

$\mathbf{T_{ext}}$ = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

2-Travail interne

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$$\mathbf{T_{int} = M.l.}\theta$$

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

III.4.4 Calcul des dalles triangulaires

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

1-Calcul de la charge totale

- **Plancher terrasse**

G = 7.22KN/m² ; Q = 1 KN/m² } P_u = 11.25 KN/m².

P_{ser}= 8.22 KN/m².

- **Plancher habitation :**

G = 6.91 KN/m² ; Q = 1.5 KN/m² } P_u= 11.58 KN/m²

P_{ser}= 8.41 KN/m²

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

P_u = 11.58 KN/m²

P_{ser} = 8.41KN/m²

2-Détermination de M

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Text \quad \text{avec} \quad \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

3-Travaille externe

$$Text(1) = Pu \times (S1) \times \frac{f}{3}$$

$$Text(2) = Pu \times (S2) \times \frac{f}{3}$$

$$Text(3) = Pu \times (S3) \times \frac{f}{3}$$

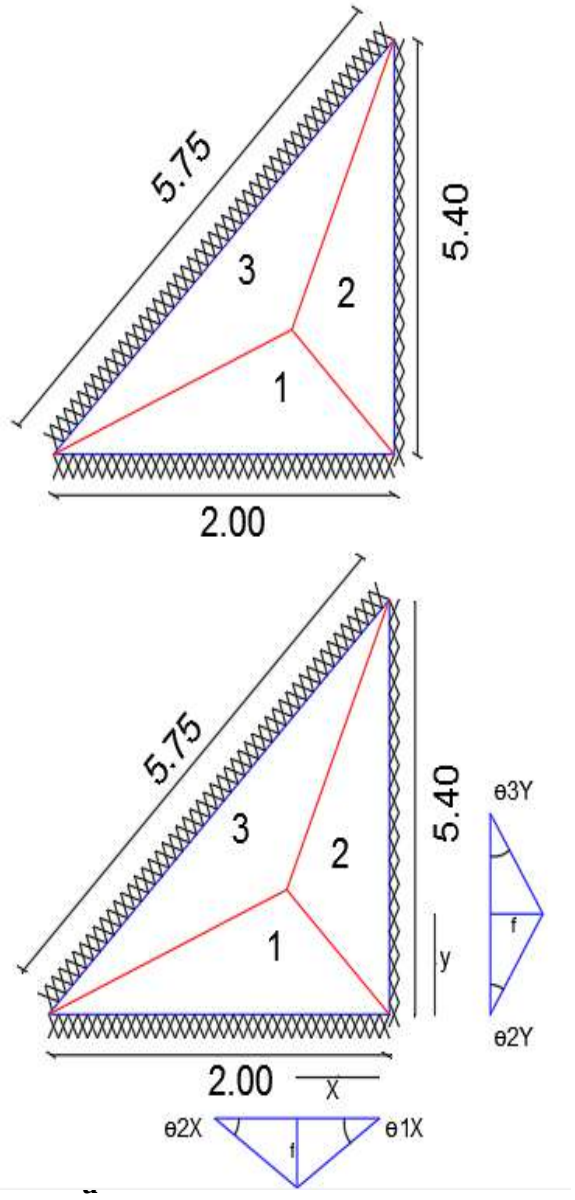


Figure III.4.1 : Les ligne de rupture de dalle triangulaire

Donc

$$\text{Text} = \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i) = Pu \times (S1 + S2 + S3) \times \frac{f}{3} = Pu \times \left(\frac{L_x \times L_y}{2}\right) \times \frac{f}{3}$$

D'où :

$$\text{Text} = Pu \times \left(\frac{L_x \times L_y}{2}\right) \times \frac{f}{3} = Pu \times \left(\frac{2 \times 5.4}{2}\right) \times \frac{f}{3} = 1.8 \times Pu \times f$$

$$\text{Text} = 1.8 \times Pu \times f$$

4-Travail interne

$$Tint(1) = 2M \times Ly \times \frac{f}{x} \quad ; \quad Tint(2) = 1.5 \times M \times Lx \times \frac{f}{y}$$

$$Tint(3) = M \times Ly \times \theta 3x + M \times Lx \times \theta 3y + M \times Ly \times \theta 3x + M \times Lx \times \theta 3x$$

$$\text{avec} \begin{cases} \theta 3x = \dfrac{f}{lx - 2x} \\ \theta 3y = \dfrac{f}{ly - 2y} \end{cases} \quad ; \quad Tint(3) = 2 \times M \times f \times \left(\frac{Ly}{lx - 2x} + \frac{Lx}{ly - 2y}\right)$$

D'où :

$$\text{Tint} = \sum_{i=1}^{3} T_{int}(i) = M \times f \times \left(1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx - 2x} + 2\frac{Lx}{ly - 2y}\right)$$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \text{Tint} = \sum \text{Text}$

$$M \times \left(1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx - 2x} + 2\frac{Lx}{ly - 2y}\right) = 1.8 \times Pu$$

On obtient :

$$Pu = \frac{M \times \left(1.5\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x} + 2\frac{Ly}{lx - 2x} + 2\frac{Lx}{ly - 2y}\right)}{1.8}$$

$$Pu = f(x,y)\,dx \begin{cases} \dfrac{dp}{dx} \rightarrow \dfrac{-10.8}{x^2} + \dfrac{21.6}{(2-2x)^2} \\ \dfrac{dp}{dy} \rightarrow \dfrac{-3}{y^2} + \dfrac{8}{(1.95-2y)^2} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} x = 0.58\ m \\ y = 0.53\ m \end{cases}$$

Donc :

$$\text{alors} : \begin{cases} \mathbf{Mu} = 0.55\ KN.m \\ \mathbf{Mser} = 0.40\ KN.m \end{cases}$$

III.4.4.1 Calcul du ferraillage à l'ELU

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

- ✓ $Mtx = \ Mty = \ 0.75 \times Mu = 0.41 \ KN.m$ ... ... Le moment en travée
- ✓ $Max = \ May = \ -0.5 \times Mu = -0.27 \ KN.m$ ... ... Le moment aux appuis

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

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa

Tableau III.4.1 : les résultats du ferraillage à l'ELU .

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu l$ (0.392)	β	A cal (cm²/ml)	A choisir (cm²)
En travée	0.41	12.5	0.002	0.999	1.5	**5HA10=3.93**
Eux appuis	0.27	12.5	0.002	0.999	1.5	**5THA0=3.93**

- Vérification de la section :

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Rightarrow 10 \leq \frac{150}{10} = 15 \ \ldots \ldots \ldots \text{c.v}$$

- Condition d'espacement :

$$St = \frac{100}{5} = 20cm \ \leq \ Min\left[3h = 45 \ ; \ 33cm\right] = 33cm \ \ldots \ldots \ldots C.V$$

III.4.4.2 E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

- ✓ $Mtx = \ Mty = \ 0.75 \times Mser = 0.30 \ KN.m$ ... ... Le moment en travée
- ✓ $Max = \ May = -0.5 \times Mser = -0.20 \ KN.m$ ... ... Le moment aux appuis

Tableau III.4.2 :Vérification des contraintes a L'E.L.S .

	A(cm²)	Mser(KN.m)	Y(cm)	I(cm4)	σ b (MPa)	σ" b (MPa)	σ" b ≤ σ b
En Travée	3.93	0.30	3.29	6187.42	0.106	15	oui
Eux Appuis	3.93	0.20	3.29	6187.42	0.106	15	oui

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.4.4.3 Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \; ; \quad Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly+lx} \; ; \quad Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly}$$

Où :

τ: la contrainte tangente (en MPA)

V est l'efforttranchant (KN)

Tableau III.4.3 :Vérification de l'effort tranchant .

Vx(KN)	Vy(KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
9.77	7.72	0.078	1.17	vérifiée

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

III.4.4.4 Condition de la flèche (selon le CBA9 B.6.2.13)

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

Tableau III.4.4 : Condition de la flèche.

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$0.075 > 0.0625$	C. vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	$0.075 \geq 0.0082$	C. vérifiée
$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$	$0.003 \leq 0.010$	C. vérifiée

III.4.5 Calcul des dalles rectangulaire

1. Calcul de la charge totale

G = 6.91 KN/m² ; Q = 5 KN/m²

P_u= 16.83 KN/m²

P_{ser}= 11.91 KN/m²

2. Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Text \quad avec \quad \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

3. Travaille externe :

$$\text{Text}(1) = \text{Pu} \times \left(\frac{5.75 \times \text{x}}{2}\right) \times \frac{\text{f}}{3}$$

$$\text{Text}(2) = \text{Pu} \times \left(\frac{2.875 \times \text{x}}{2}\right) \times \frac{\text{f}}{3}$$

$$\text{Text}(3) = \text{Pu} \times ((5.80 - 2\text{x}) \times 2.875) \times \frac{\text{f}}{2}$$

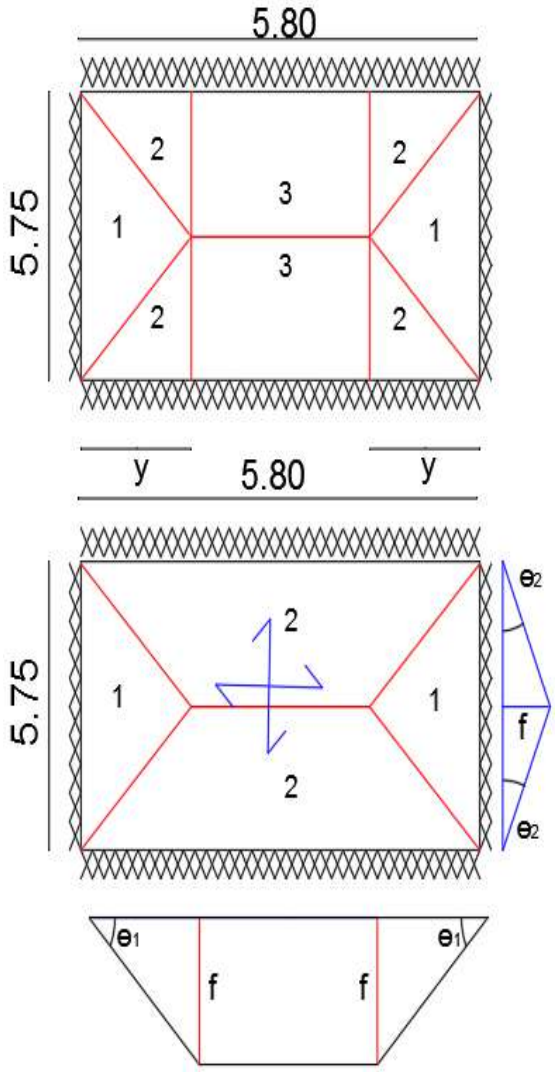


Figure III.4-2 : Les ligne de rupture de dalle rectangulaire

Donc :

$$\text{Text} = \sum_{i=1}^{3} \text{T}_{\text{ext}}(\text{i}) = 2 \times \text{Text}(1) + 4 \times \text{Text}(2) + 2 \times \text{Text}(3)$$

D'où :

$$\text{Text} = \text{Pu} \times \text{f} \times \left(\frac{5.75}{3}\text{x} + \frac{5.75}{3}\text{x} + 16.675 - 5.75\text{x}\right) = \text{Pu} \times \text{f} \times \left(16.675 - \frac{5.75}{3}\text{x}\right)$$

$$\text{Text} = \text{Pu} \times \text{f} \times (16.675 - 1.92\text{x})$$

4. Travail interne

$$Tint\,(1) = 2\,M \times Ly \times \frac{f}{x} \quad ; \quad Tint\,(2) = 1.5\,M \times Lx \times \frac{f}{2}$$

$$Tint = \sum_{i=1}^{3} T_{int}\,(i) = M \times f \times (8.7 + \frac{23}{x})$$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum Tint = \sum Text$

$M \times (8.7 + \frac{23}{x}) = Pu \times (16.675 - 1.92x) \longrightarrow$ Donc : $x = 2.83$

alors : $\begin{cases} \mathbf{Mu} = 11.22\ KN.m \\ \mathbf{Mser} = 7.94\ KN.m \end{cases}$

III.4.5.1 Calcul du ferraillage à l'ELU

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

- ✓ $Mtx = Mty = 0.75 \times Mu = 8.43\ KN.m$ ..... Le moment en travée
- ✓ $Max = May = -0.5 \times Mu = -5.62\ KN.m$ ..... Le moment aux appuis

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

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

Tableau III.4.5 : les résultats du ferraillage à l'ELU .

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu l$ (0.392)	β	A cal (cm²/ml)	A_{min} (cm²)	A choisir (cm²)
En travée	8.43	12.5	0.038	0.981	1.97	**1.5**	**5HA10=3.93**
Eux appuis	5.62	12.5	0.026	0.987	1.3	**1.5**	**5THA0=3.93**

- Vérification de la section

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \implies 10 \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ ..... c.v}$$

- Condition d'espacement :

$$St = \frac{100}{5} = 20cm \leq Min\,[3h = 45\,;\ 33cm] = 33cm \text{ ..... C.V}$$

III.4.5.2 E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

- ✓ $Mtx = Mty = 0.75 \times Mser = 5.96\ KN.m$ ..... Le moment en travée
- ✓ $Max = May = -0.5 \times Mser = -3.97\ KN.m$ ..... Le moment aux appuis

Tableau III.4.6 : Vérification des contraintes a L'E.L.S .

	A(cm²)	Mser(KN.m)	Y(cm)	I(cm4)	σ b (MPa)	σ" b (MPa)	σ" b ≤ σ b
En Travée	3.39	5.96	3.29	6187.42	3.18	15	oui
Eux Appuis	3.39	3.97	3.29	6187.42	2.11	15	oui

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.4.5.3 Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \; ; \quad Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly+lx} \; ; \quad Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly}$$

Où :

τ: la contrainte tangente (en MPA)

V est l'efforttranchant (KN)

Tableau III.4.7 :Vérification de l'effort tranchant .

Vx(KN)	Vy(KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
32.44	32.54	0.26	1.17	vérifiée

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

III.4.5.4 Condition de la flèche (selon le CBA9 B.6.2.13)

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

Tableau III.4.8 : Condition de la flèche .

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$0.026 < 0.0625$	C. N.V
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	$0.026 \leq 0.005$	C. N.V
$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$	$0.003 \leq 0.010$	C. vérifiée

III.4.5.5 Évaluation de la flèche (selon l'Annexe D du CBA9)

Tableau III.4.9 : Evaluation des flèches .

At (cm²)	Mt (KN.m)	ρ	σs (MPa)	λi	μ
3.93	6	0.00314	133.97	6.68	0.026
y (cm)	I_0 (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	**Fi** (mm)	$\mathbf{F_{adm}}$ (mm)	Fi < $\bar{F}_{adm}$
7.69	29543.02	27620.94	**2.20**	**10.75**	Oui

III.4.6 La dalle machine

III.4.6.1 Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par 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.4.6.2 Prédimensionnement

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

Nous avons deux conditions à vérifier :

Lx=2.30 m

Ly =2.35 m

- **Résistance à la flexion**

$$\frac{ly}{45} \leq e \leq \frac{ly}{40} \Longrightarrow \frac{235}{45} \leq e \leq \frac{235}{40} \Longrightarrow 5.22\ (cm) \leq e \leq 5.87\ (cm)$$

- **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 = 25 cm**

III.4.6.3 Calcul de la charge totale

Tableau III.4.10: Différente charges .

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	q_U (kN/m²)	q_{Ser} (kN/m²)
27.20	1.50	38.97	28.7

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum Tint = \sum Text$

alors : $\begin{cases} \mathbf{Mu} = 15.75\ KN.m \\ \mathbf{Mser} = 11.60\ KN.m \end{cases}$

III.4.6.4 Calcul du ferraillage à l'ELU

Avec : b = 100 cm ; h = 25 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

Tableau III.4.11 : les résultats du ferraillage à l'ELU .

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu l$ (0.392)	β	A cal (cm²/ml)	A_{min} (cm²)	A choisir (cm²)
En travée	11.81	22.5	0.054	0.972	2.80	**1.5**	**5HA10=3.93**
Eux appuis	7.87	22.5	0.036	0.982	1.85	**1.5**	**5THA0=3.93**

III.4.6.5 E.L.S

Tableau III.4.12 :Vérification des contraintes a L'E.L.S .

	A(cm)	Y(cm)	I(cm^4)	σb (MPA)	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$
En travée	3.39	3.30	6187.41	4.64	Vérifiée
Eux appuis	3.39	3.30	6187.41	3.08	Vérifiée

III.4.6.6 Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.4.13 :Vérification de l'effort tranchant .

VX	VY	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \tau$
30.30	30.52	0.24	1.17	Vérifiée

III.4.6.7 Condition de la flèche (selon le CBA9 B.6.2.13)

Tableau III.4.14 : Condition de la flèche .

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	0.026 > 0.0625	C. vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	0.026 ≤ 0.005	C. vérifiée
$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$	0.003 ≤ 0.010	C. vérifiée

Chapitre IV :

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 INTRODUCTION

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

IV.2 DEPOSITION DES VOILES

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles). Notre structure à un parking au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions.
- Minimiser l'excentricité entre le Centre Masse et le Centre de Rigidité .
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- Assurer une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

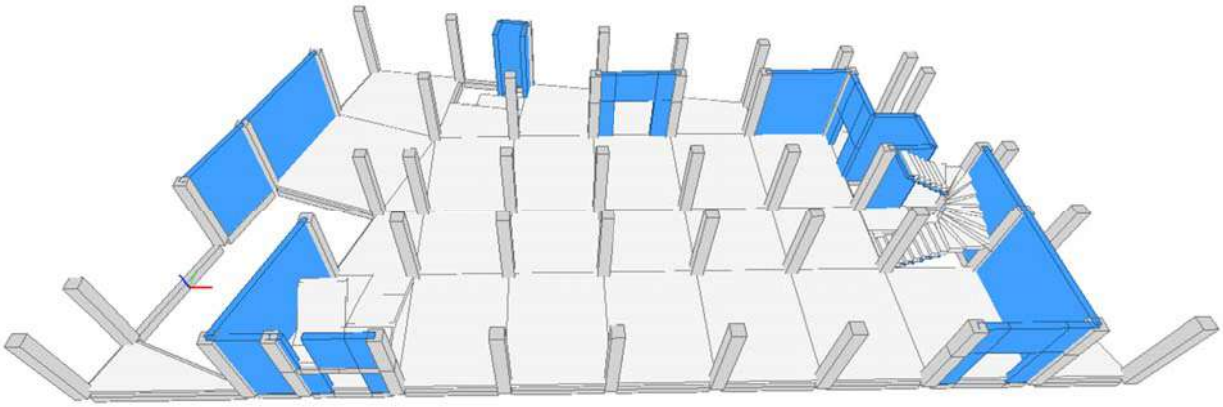


Figure IV.1.1 : Disposition des voiles .

IV.3 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

IV.3.1 Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a]:

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment - Longueur du bâtiment = 39.35 m

- Largeur du bâtiment = 21.70 m

Excentricité admissible - Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 5.90 m

- Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.26 m

IV.3.2 Centre de Rigidité & Centre de Masse

Tableau IV.3.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion .

Inertie et centre d'inertie			Masse et centre de Masse				
Niveau(m)	∑ Ix(m4)	∑ Iy(m4)	XR (m)	YR (m)	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)
3.06	19.7457	19.7691	21.38	8.10	7855.25	20.40	8.75
7.31	3.0006	12.7284	22.22	8.09	7312.70	19.82	8.60
11.05	2.9485	12.5726	21.22	7.56	6023.79	17.96	7.76
14.79	3.1363	12.5161	23.19	7.37	5271.65	19.46	7.44
18.53	3.1363	12.5161	23.19	7.37	5213.13	19.47	7.44
22.27	3.0926	12.4724	23.55	7.41	5151.51	19.52	7.45
26.01	3.0905	12.3830	23.36	7.38	4559.54	19.83	7.10

IV.3.3 Excentricité

Tableau IV.3.2 : Excentricité .

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
3.06	0.98	0.65	Vérifié
7.31	2.40	0.51	Vérifié
11.05	3.26	0.20	Vérifié
14.79	3.73	0.07	Vérifié
18.53	3.72	0.07	Vérifié
22.27	4.03	0.04	Vérifié
26.01	3.53	0.28	Vérifié

IV.4 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.4.1 Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003]

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière et dépasse 5 niveaux (17metres) situé en zone III avec groupe d'usage 2. Selon [ART 4.1.2 RPA99v2003], nous avons utilise la méthode modale spectrale.

IV.5 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

IV.5.1 PRINCIPE

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable .

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 effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.5.2 MODELISATION

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03)DDL(2translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v17"

IV.5.3 Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003]

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) \dots\dots\dots 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R} \dots\dots\dots T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T \ge 3.0s \end{cases}$$

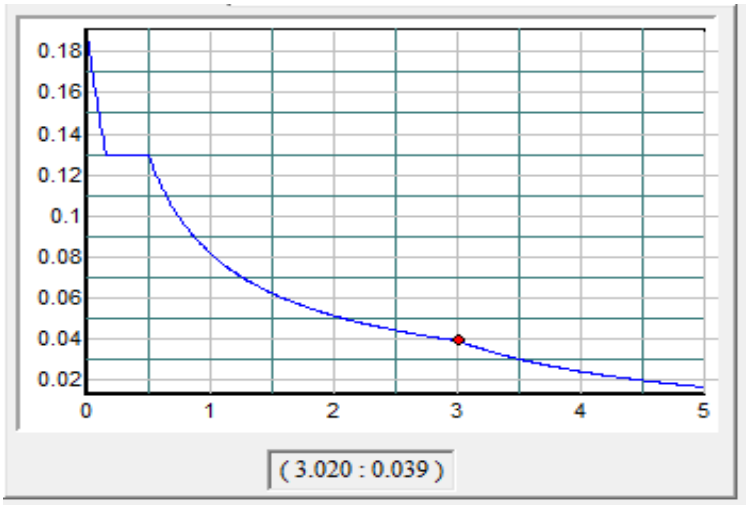


Figure IV.5.1 : Le spectre de réponse suivant x,y .

IV.5.4 Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003]

Donné par la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

L'ouvrage est du groupe 2 (Bâtiments d'habitation collective est à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'ALGER (zone III).
Donc : A=0,25

IV.5.5 Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 [Tab 4.7 RPA99v2003]

D'après le rapport du sol : Site S3 $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$

IV.5.6 Facteur de correction d'amortissement η

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%) d'après [TAB.4.2 RPA99V2003].

IV.5.7 Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]

Conformément à l'article 3.4.A.2 du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc R=3.5 [Tab 4.3 RPA99v2003]

IV.5.8 Justification du coefficient de comportement R

Suivant X

Tableau IV.5.1 : Justification du coefficient de comportement R suivant X .

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
26.01	5277.282	3357.122	1920.160	1304.498	0.00	1304.498
22.27	45770.100	25295.412	20474.688	6606.422	0.00	6606.422
18.53	37313.044	25278.082	12034.962	5869.948	0.00	5869.948
14.79	28353.807	18527.289	9826.518	5296.317	0.00	5296.317
11.05	22009.309	14225.520	7783.789	3572.539	0.00	3572.539
7.31	16392.711	10589.249	5803.462	2938.589	0.00	2938.589
3.06	10745.363	6791.692	3953.671	2085.221	0.00	2085.221

Valeurs en pourcentage

Tableau IV.5.2 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%) .

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
26.01	100 %	63.61 %	36.38 %	100 %	0 %	100 %
22.27	100 %	63.20 %	36.79 %	100 %	0 %	100 %
18.53	100 %	64.59 %	35.40 %	100 %	0 %	100 %
14.79	100 %	64.63 %	35.36 %	100 %	0 %	100 %
11.05	100 %	65.34 %	34.65 %	100 %	0 %	100 %
7.31	100 %	67.74 %	32.25 %	100 %	0 %	100 %
3.06	100 %	55.26%	44.73 %	100 %	0 %	100 %

Suivant Y

Tableau IV.5.3 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y .

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort tranchant Ty (KN)	Ty /Poteaux (KN)	Ty /Voiles (KN)
26.01	4752.486	3357.122	1395.364	1581.820	0.000	1581.820
22.27	9832.565	6791.692	3040.873	2795.818	0.000	2795.818
18.53	15123.037	10589.249	4533.788	3712.761	0.000	3712.761
14.79	20346.405	14225.520	6120.885	4411.883	0.000	4411.883
11.05	26689.353	18527.289	8162.064	5138.082	0.000	5138.082
7.31	35167.497	25278.082	9889.415	5790.965	0.000	5790.965
3.06	37844.359	25295.412	12548.947	6012.265	0.000	6012.265

Valeurs en pourcentage

Tableau IV.5.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%) .

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort tranchant Ty (KN)	Ty /Poteaux (KN)	Ty /Voiles (KN)
26.01	100 %	70.63 %	29.36 %	100 %	0 %	100 %
22.27	100 %	69.07 %	30.92 %	100 %	0 %	100 %
18.53	100 %	70.02 %	29.97 %	100 %	0 %	100 %
14.79	100 %	69.91 %	30.08 %	100 %	0 %	100 %
11.05	100 %	69.41 %	30.58 %	100 %	0 %	100 %
7.31	100 %	71.87 %	28.12 %	100 %	0 %	100 %
3.06	100 %	66.84 %	33.15 %	100 %	0 %	100 %

IV.5.9 Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003]

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 : $(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q)$.

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5.5 : Valeurs des pénalités Pq .

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1.10	**1.10**

IV.6 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

- Stabilité de la structure :

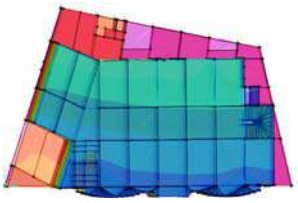
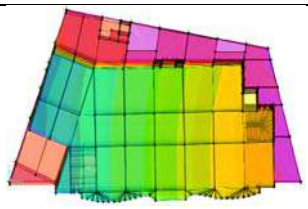
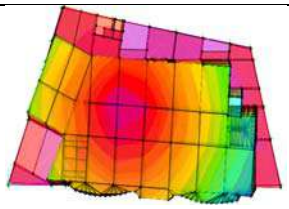
1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

- Résistance des éléments :

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.6.1 Vérification de comportement modal

Tableau IV.6.1 : Vérification de comportement Modal des trois premiers modes .

Les Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz
Mode 1	0.466	57.74%	0.42%	1.16%
Mode 2	0.292	0.48%	55.27%	3.31%
Mode 3	0.186	0.34%	4.41%	44.67%
Comportement		Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z
Mode graphique				

IV.6.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003]

Tableau IV.6.2 : vérification de participation massique .

Mode	Période (s)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Mode 1	0.471	57.68%	0.42%	1.08%	57.68%	0.42%	1.08%
Mode 2	0.293	0.47%	55.59%	2.96%	58.15%	56.01%	4.04%
Mode 3	0.188	0.33%	4.07%	45.52%	58.48%	60.08%	49.56%
Mode 4	0.145	2.21%	0.04%	5.22%	60.68%	60.12%	54.78%
. .	. .	. .	. .	. .	. .	. .	. .
Mode 144	0.027	0.00%	0.00%	0.01%	83.55%	89.43%	78.02%
Mode 145	0.027	0.26%	0.62%	2.15%	83.81%	90.05%	80.17%
Mode 146	0.027	0.22%	0.14%	3.16%	84.03%	90.19%	83.33%
. .	. .	. .	. .	. .	. .	. .	. .
Mode 206	0.019	0.05%	0.00%	0.00%	88.94%	96.26%	87.69%
Mode 207	0.019	1.12%	0.02%	0.00%	90.06%	96.28%	87.70%
$\sum$ T	**9.75 s**						

La participation massique atteint plus de 90% suivant x dans le 207eme mode

La participation massique atteint de plus de 90% suivant y au 145eme mode

Le mode retenu = 207 mode

IV.6.3 Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale [Art 4.2.3 RPA99v2003]

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

$$V_x = \frac{A.\,Dx.\,Qx}{R}.W \qquad V_y = \frac{A.\,Dy.\,Qy}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25 …… [TAB.4.1 RPA99V2003]

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \ldots\ldots\ldots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots T \geq 3.0s \end{cases}$$ …… [Art 4.2.3.(4.2) RPA99v2003]

T2 = 0,5 s, (site S3) ……[Tab 4.7 RPA99v2003]

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % (remplissage dense) → η = 0,882 ……. [TAB.4.2 RPA99V2003].

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \Longrightarrow \ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.4(4.6) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} C_T = 0.050 \\ h_n = 26.01\ m \end{cases}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.4(4.7) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} Dx = 39.35\ m \\ Dy = 21.70\ m \\ h_n = 26.01\ m \end{cases}$$

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.576\ s \quad ; \quad Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dx}} = 0.402s \quad ; \quad Ty = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dy}} = 0.541s$$

Donc : T=0.402 s

$D = 2.5\eta = 2.205 \ldots\ldots\ldots 0 \leq 0.402 \leq 0.50$

R = 3.5……. [Tab 4.3 RPA99v2003]

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$ ……. [Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003]

β = 0.2 …….. [Tableau 4.5 RPA99v2003]

Poids de la structure W= 42259.8 KN

Tableau IV.6.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul .

	Force statique (KN)	Force dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	8460.348	6306.15	0.78	Non Vérifiée
Suivant y	8460.348	5694.79	0.74	Non Vérifiée

Pour les deux direction (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $\frac{0.8\times v}{Ed}$.

C'est-à-dire on en amplifier la force dynamique par le coefficient

$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 = 1.05$; $\frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 = 1.1$

Donc : $\begin{cases} E_{dx} = 6621.46 \text{ KN} \\ E_{dy} = 6264.27 \text{ KN} \end{cases}$

Vérification :

Tableau IV.6.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul .

	Force statique (KN)	Force dynamique (KN	Ed/V	Vérification
Suivant x	8460.348	6621.46	0.82	Vérifiée
Suivant y	8460.348	6264.27	0.81	Vérifiée

IV.6.4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

IV.6.4.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur[Art 4.4.1 RPA99v2003]

Tableau IV.6.5 : les forces sismiques de chaque niveau .

Niveau (m)	W_i (KN)	Wihi (KN.m)	Fix (KN)	Fiy (KN)
26.01	4557.91	11855123.91	1422.73	1345.98
22.27	5149.67	11468315.09	1376.31	1302.07
18.53	5211.27	9656483.31	1158.87	1096.36
14.79	5269.76	7793975.04	935.35	884.9
11.05	6021.64	6653912.2	798.53	755.46
7.31	7310.09	5343675.79	641.29	606.7
3.06	7852.44	2402846.64	288.36	272.81
		55174331.98		

Donc le moment de renversement égale :

Tableau IV.6.6 : calcul du moment de renversement .

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)
26.01	1422.73	1345.98	37005.20	35008.94
22.27	1376.31	1302.07	30650.42	28997.09
18.53	1158.87	1096.36	21473.86	20315.55
14.79	935.35	884.9	13833.82	13087.67
11.05	798.53	755.46	8823.75	8347.83
7.31	641.29	606.7	4687.83	4434.97
3.06	288.36	272.81	882.38	834.79
		$\sum M_R$	117357.287	111026.869

IV.6.4.2 Le moment stabilisant : Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.6.7 : calcul du moment stabilisant .

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)
26.01	7852.44	20.39	8.75	92976.80	39890.82
22.27	7310.08	19.82	8.59	102076.75	44276.86
18.53	6021.64	17.96	7.76	93604.83	40465.51
14.79	5269.76	19.46	7.43	102554.79	39196.47
11.05	5211.26	19.46	7.44	117217.24	44813.04
7.31	5149.67	19.51	7.45	142663.71	54489.41
3.06	4557.90	19.82	7.09	155690.32	55720.94
			$\sum M_S$	806784.48	318853.05

Vérification :

On doit vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.6.8 : Vérification de stabilisation .

M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)	$\frac{Msx}{Mrx}$	$\frac{Msy}{Mry}$	**Vérification**
806784.48	318853.05	806784.48	318853.05	**6.874**	**2.872**	Vérifiée

Commentaire

La structure est stable vis-à-vis le risque de renversement dans les deux directions .

IV.6.5 Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003]

Suivant X

Tableau IV.6.9 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x .

	DEPLACEMENT						DEFORMATION	
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification	ε‰	[ε] ‰
26.01	1.63	3.5	5.71	1.05	3.74	Vérifiée	2.81	3.5
22.27	1.33	3.5	4.66	1.02	3.74	Vérifiée	2.81	3.5
18.53	1.03	3.5	3.61	1.05	3.74	Vérifiée	2.81	3.5
14.79	0.73	3.5	2.56	0.94	3.74	Vérifiée	2.62	3.5
11.05	0.45	3.5	1.58	0.84	3.74	Vérifiée	2.25	3.5
7.31	0.21	3.5	0.74	0.67	4.25	Vérifiée	1.58	3.5
3.06	0.02	3.5	0.07	0.07	3.06	Vérifiée	0.23	3.5

Suivant Y

Tableau IV.6.10: Vérification des déplacements inter-étage .

	DEPLACEMENT						DEFORMATION	
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification	ε‰	[ε] ‰
26.01	0.96	3.5	3.36	0.59	3.74	Vérifiée	1.58	3.5
22.27	0.79	3.5	2.77	0.67	3.74	Vérifiée	1.79	3.5
18.53	0.6	3.5	2.1	0.59	3.74	Vérifiée	1.58	3.5
14.79	0.43	3.5	1.51	0.53	3.74	Vérifiée	1.42	3.5
11.05	0.28	3.5	0.98	0.52	3.74	Vérifiée	1.39	3.5
7.31	0.13	3.5	0.46	0.39	4.25	Vérifiée	0.92	3.5
3.06	0.02	3.5	0.07	0.07	3.06	Vérifiée	0.23	3.5

- **Vérification des déplacements en tête [Art 4.4.1 RPA99v2003]**

Avec : $\bar{\delta} = \frac{H}{250}$; $\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau IV.6.11 : Vérification des déplacements en tête .

	δek (cm)	R	δk (cm)	δ adm (cm)	Vérification
δx	1.63	3.5	5.71	10.40	Vérifiée
δy	0.96	3.5	3.36	10.40	Vérifiée

Commentaire :

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déplacements admissibles .

IV.6.6 Vérification de cisaillement des éléments

IV.6.6.1 Les poutres [Art A.5.1 CBA93]

On doit vérifier : $\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ fissuration peu nuisible

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

Tableau IV.6.12 : Vérification de cisaillement des poutres .

Elément	b (cm)	d (cm)	T (KN)	Combinaison	τ_{max} (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP type 1 (30x45)	30	42.5	88.622	ELU	0.695	3.33	Vérifiée
PP type 2 (30x40)	30	37.5	176.24	ELU	1.567	3.33	Vérifiée
PS type 1 (30x40)	30	37.5	138.04	ELU	1.227	3.33	Vérifiée
PS type 2 (30x35)	30	32.5	176.24	ELU	1.808	3.33	Vérifiée
PPL (30x35)	30	32.5	34.70	G+Q+Edx	0.356	3.33	Vérifiée
CH (30x30)	30	27.5	97.30	ELU	1.179	3.33	Vérifiée
Longrine	30	32.5	8.49	ELU	0.103	3.33	Vérifiée

IV.6.7 Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 3$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux a la base sont satisfaites d'après faire l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base.

Vérification :

Tableau IV.6.13 : Vérification de l'effort normal réduit à la base .

		N_d (KN)	Bc(cm²)	Combinaison	υ	$\upsilon \leq 0.3$
POT 50X50	Suivant x	1610.563	230400	G+Q+Edx	0.280	Vérifiée
	Suivant y	1460.30	230400	G+Q+Edy	0.254	Vérifiée

IV.6.8 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003] $\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$

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 ».

Suivant X

Niveau (m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δkx (cm)	Vk (KN)	θkx	θkx ≤ 0.1
26.01	374	4557.91	1.05	1422.73	0.009	Vérifiée
22.27	374	5149.67	1.05	1376.31	0.0105	Vérifiée
18.53	374	5211.27	1.05	1158.87	0.0126	Vérifiée
14.79	374	5269.76	0.98	935.35	0.0148	Vérifiée
11.05	374	6021.64	0.84	798.53	0.0169	Vérifiée
7.31	425	7310.09	0.67	641.29	0.018	Vérifiée
3.06	306	7852.44	0.07	288.36	0.0062	Vérifiée

Tableau IV.6.14 : Vérification l'effet P-Δ suivant X .

Suivant Y

Niveau (m)	hk(cm)	W_i (KN)	Δky (cm)	Vk (KN)	θky	θky ≤ 0.1
26.01	374	4557.91	0.59	1345.98	0.0053	Vérifiée
22.27	374	5149.67	0.67	1302.07	0.0071	Vérifiée
18.53	374	5211.27	0.59	1096.36	0.0075	Vérifiée
14.79	374	5269.76	0.53	884.90	0.0084	Vérifiée
11.05	374	6021.64	0.52	755.46	0.0111	Vérifiée
7.31	425	7310.09	0.39	606.70	0.0111	Vérifiée
3.06	306	7852.44	0.07	272.81	0.0066	Vérifiée

Tableau IV.6.15 : Vérification l'effet P-Δ suivant Y .

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que l'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions, est dans tous les étages .

Chapitre V :

CALCULE DES ELEMENT RESISTANT

V.1 IINTRODUCTION

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 (version 2003).

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

1. Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 : E.L.U=1,35G +1,5Q **et** E.L.S= G + Q
2. Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :G + Q ± E **et** 0,8 G ± E

V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2.1 Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

Tableau V2.1 : Les données de calcul .

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1{,}5$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400	$\sigma b =$ 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma\, b} = 14{,}2$Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 348 Mpa	$\overline{\sigma\, b} = 18.48$Mpa	$\overline{\sigma s} =$ 400 Mpa

V.2.2 Recommandation des règlements

V.2.2.1 Recommandations du R.P.A99v2003

- **Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de :
   - 0,5% en toute section.
2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
   - 4% en Zone courante.
   - 6% en Zone nodale.
3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont 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.
4. La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en Zone III
5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- **Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]**

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

$$St = \min\left[\frac{h}{4};\ 12\emptyset l\right] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ [Zone nodale]}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ [Zone courant]}$$

V.2.2.2 Recommandations du CBA93

La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000} \ldots\ldots\ldots \text{ [A. 7.1.2.1 CBA93]}$$

Le diamètre des armatures transversales est : $\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\ \frac{b}{10};\ \emptyset_l\right]$ ... ... [A. 6.4.2 CBA93]

Calcule et vérification de l'espacement : St =min$\left[0.9d\ ;\ 40cm\right]$... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \ldots\ldots\ldots \text{[art A. 5.1.2.2 CBA93]}$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3\times k\times f_{t28}}{0.9\times f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right. \ldots\ldots\ldots \text{[art A. 5.1.2.3 CBA93]} \quad ; \quad \text{Avec} \quad K=1,\ \alpha=90^0$$

V.2.2.3 types des poutres :

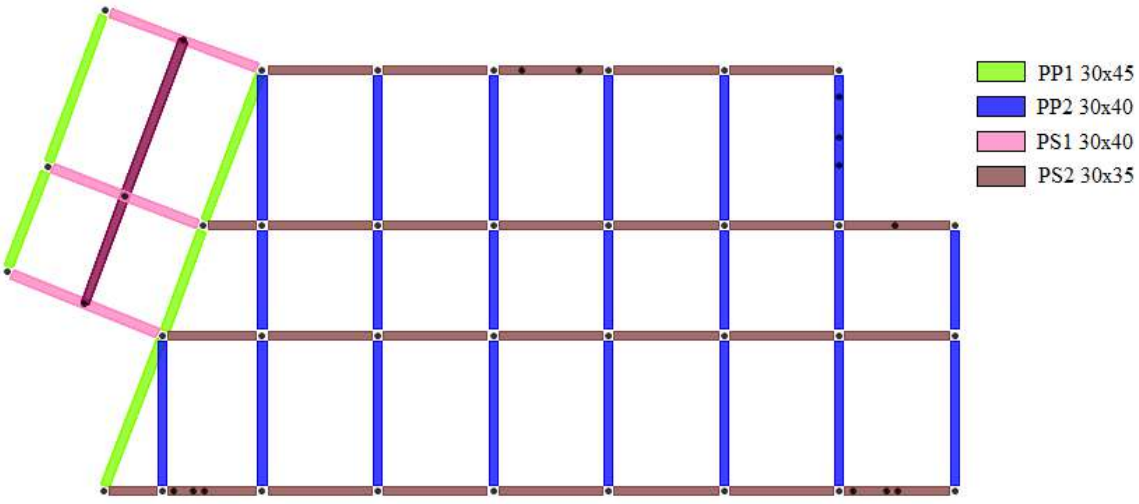


Figure V.2.1 : types des poutres .

V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU

V.2.3.1 Poutre principale type 1 (30x45)

Tableau V.2.2 : Ferraillage longitudinal de poutre principale (30x45) .

Usage	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	PP 1 (30X45)	Travée	46.93	Ultime	3.28	3HA12	3.39
		Appui	-111.82	G+Q+Edy	7.00	3HA12+ 4Chp HA12	7.92
Hébergement	PP 1 (30X45)	Travée	47.85	Ultime	3.35	3HA12	3.39
		Appui	-113.43	G+Q+Edy	7.1	3HA12+ 2Chp HA 12	7.92
1er Etage	PP 1 (30X45)	Travée	56.32	Ultime	3.96	3HA12+ 1Chp HA12	4.52
		Appui	-66.09	G+Q+Edy	4.02	3HA12+ 1Chp HA12	4.52
RDC	PP 1 (30X45)	Travée	45.38	Ultime	3.17	3HA12	3.39
		Appui	-55.94	Ultime	3.93	3HA12+ 1Chp HA12	4.52

V.2.3.2 Poutre principale type 2 (30x40)

Tableau V.2.3 : Ferraillage longitudinal de poutre principale (30x40) .

Usage	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	PP 2 (30X40)	Travée	62.55	Ultime	5.07	3HA12+ 2Chp HA12	5.65
		Appui	-96.72	0.8G+Edx	8.14	3HA12+ 5Chp HA12	9.05
Hébergement	PP 2 (30X40)	Travée	64.54	Ultime	5.25	3HA12+ 2Chp HA12	5.65
		Appui	-99.56	Ultime	8.40	3HA12+ 5Chp HA12	9.05
1er Etage	PP 2 (30X40)	Travée	91.80	0.8G+Edx	7.68	3HA12+ 4Chp HA 12	7.92
		Appui	-131.14	Ultime	11.37	3HA12+ 6Chp HA14	12.63
RDC	PP 2 (30X40)	Travée	84.89	G+Q+Edy	7.05	3HA12+ 4Chp HA12	7.92
		Appui	-124.30	Ultime	10.80	3HA12+ 5Chp HA14	11.09

V.2.3.4 Poutre secondaire type 1 (30x40) Porteuse

Tableau V.2.4 : Ferraillage longitudinal des poutre secondaire Porteuse (30x40) .

Usage	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	PS 1 (30X40)	Travée	143.62	Ultime	12.80	3HA12+ 7Chp HA14	14.17
		Appui	-134.85	G+Q+Edx	11.79	3HA12+ 6Chp HA14	12.63
Hébergement	PS 1 (30X40)	Travée	160.73	Ultime	14.67	3HA12+ 8Chp HA14	15.71
		Appui	-154.01	G+Q+Edx	13.92	3HA12+ 7Chp HA14	14.17
1er Etage	PS 1 (30X40)	Travée	74.29	Ultime	6.10	3HA12+ 2Chp HA 14	6.47
		Appui	-116.21	G+Q+Edx	10.01	3HA12+ 5Chp HA14	11.09
RDC	PS 1 (30X40)	Travée	64.11	Ultime	5.21	3HA12+ 2Chp HA14	6.47
		Appui	-92.96	G+Q+Edx	8.35	3HA12+ 4Chp HA14	9.55

V.2.3.5 Poutre secondaire type 2 (30x35)

Tableau V.2.5 : Ferraillage longitudinal de poutre secondaire (30x35) .

Usage	Section	Ma (KN.m)	Combinaison	A calcule (cm^2)	A choisies (cm^2)	
Terrasse	PS 2 (30X35)	-7.25	G+Q+Edx	7.25	3HA12+ 4ChpHA12	7.92
Hébergement	PS 2 (30X35)	-8.35	G+Q+Edx	8.35	3HA12+ 5ChpHA12	9.05
1er Etage	PS 2 (30X35)	-4.64	G+Q+Edx	4.64	3HA12+ 2ChpHA12	5.65
RDC	PS 2 (30X35)	-3.24	G+Q+Edx	3.24	3HA12	3.39

V.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

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

V.2.4.1 Poutres principales type 1 (30x45)

Tableau V.2.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutre principale (30x45) .

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa
Terrasse	PP 1 (30X45)	Travée	34.28	3.39	3.39	4.9	201.63	53.5	15	201.63
		Appui	-53.71	3.39	7.92	5.7	177.20	69.5	15	201.63
Hébergement	PP 1 (30X45)	Travée	34.53	3.39	3.39	4.9	201.63	53.9	15	201.63
		Appui	-51.47	3.39	7.92	5.4	169.80	66.6	15	201.63
1er Etage	PP 1 (30X45)	Travée	39.52	4.52	3.39	5	201.63	58.1	15	201.63
		Appui	-46.20	3.39	4.52	5.9	201.63	67.9	15	201.63
RDC	PP 1 (30X45)	Travée	31.84	3.39	3.39	4.5	201.63	49.7	15	201.63
		Appui	-39.66	3.39	4.52	5.1	201.63	58.3	15	201.63

V.2.4.2 Poutres principales type 2 (30x40)

Tableau V.2.7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutre principale (30x40) .

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa
Terrasse	PP 1 (30X45)	Travée	45.69	5.65	3.39	6.6	201.63	76.1	15	201.63
		Appui	-70.01	3.39	9.05	8.6	201.63	105.4	15	201.63
Hébergement	PP 1 (30X45)	Travée	46.85	5.65	3.39	6.7	201.63	78.1	15	201.63
		Appui	-72.20	3.39	9.05	8.9	201.63	108.8	15	201.63
1er Etage	PP 1 (30X45)	Travée	65.74	7.92	3.39	8.5	201.63	101.9	15	201.63
		Appui	-93.37	3.39	12.63	10.43	201.63	131	15	201.63
RDC	PP 1 (30X45)	Travée	60.30	7.92	3.39	7.8	201.63	93.5	15	201.63
		Appui	-87.91	3.39	11.09	10.1	201.63	126.1	15	201.63

V.2.4.3 Poutres secondaires type 1 (30x40)

Tableau V.2.8 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutre secondaire (30x40) .

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa
Terrasse	PS 1 (30X40)	Travée	104.94	14.17	3.39	11.35	201.63	143.47	15	201.63
		Appui	-98.54	3.39	12.63	11.01	201.63	159.11	15	201.63
Hébergement	PS 1 (30X40)	Travée	117.21	15.71	3.39	12.32	201.63	157.18	15	201.63
		Appui	-112.39	3.39	14.71	12.01	201.63	152.57	15	201.63
1er Etage	PS 1 (30X40)	Travée	51.72	6.47	3.39	6.08	195.90	72.90	15	201.63
		Appui	-81.43	3.39	11.09	9.64	201.63	117.55	15	201.63
RDC	PS 1 (30X40)	Travée	44.96	6.47	3.39	6.08	195.90	72.90	15	201.63
		Appui	-65.33	3.39	9.55	7.93	201.63	97.28	15	201.63

V.2.4.4 Poutres secondaires type 2 (30x35)

Tableau V.2.9: Vérification des contraintes à l'ELS des poutre secondaire (30x35) .

Usage	Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa
Terrasse	PS 1 (30X35)	Travée	16.85	3.39	3.39	3.6	166.4	37.5	15	201.63
		Appui	-23.45	7.92	7.92	3.22	100.84	36.7	15	201.63
Hébergement	PS 1 (30X35)	Travée	32.82	3.39	3.39	7.1	201.6	73.1	15	201.63
		Appui	-38.89	9.05	9.05	4.49	146.64	57.18	15	201.63
1er Etage	PS 1 (30X35)	Travée	17.76	3.39	3.39	3.8	175.4	39.5	15	201.63
		Appui	-24.46	5.65	5.65	4	146.6	44.7	15	201.63
RDC	PS 1 (30X35)	Travée	14.43	3.39	3.39	3.1	142.5	32.1	15	201.63
		Appui	-27.11	3.39	3.39	5.8	201.6	60.4	15	201.63

V.2.5 Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :Il faut vérifie que :

A tendue ≥ Amin CBA

A Travée ≥ Amin RPA ; A Travée ≤ Amax RPA **et** A appui ≥ Amin RPA ; A appui ≤ Amax RPA

V.2.5.1 Poutres principales type 1 (30x45)

Tableau V.2.10 : vérification de ferraillage de poutre principale 1 avec les règlements .

Usage	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A (cm^2)	A total (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
Terrasse	PP 1 (30X45)	Travée	3HA12	3.39	6.78	6.75	1.35	Vérifier
		Appui	3HA12+4ChpHA12	7.92	11.31			
Hébergement	PP 1 (30X45)	Travée	3HA12	3.39	6.78	6.75	1.35	Vérifier
		Appui	3HA12+4ChpHA12	7.92	11.31			
1er Etage	PP 1 (30X45)	Travée	3HA12+1ChpHA12	4.52	7.91	6.75	1.35	Vérifier
		Appui	3HA12+1ChpHA12	4.52	7.91			
RDC	PP 1 (30X45)	Travée	3HA12	3.39	6.78	6.75	1.35	Vérifier
		Appui	3HA12+1ChpHA12	4.52	7.91			

V.2.5.2 Poutres principales type 2 (30x40)

Tableau V.2.11 : vérification de ferraillage de poutre principale 2 avec les règlements .

Usage	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A (cm^2)	A total (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
Terrasse	PP 2 (30X40)	Travée	3HA12+2ChpHA12	5.65	9.04	6	1.2	Vérifier
		Appui	3HA12+5ChpHA12	9.05	12.44			
Hébergement	PP 2 (30X40)	Travée	3HA12+2ChpHA12	5.65	9.04	6	1.2	Vérifier
		Appui	3HA12+5ChpHA12	9.05	12.44			
1er Etage	PP 2 (30X40)	Travée	3HA12+4ChpHA12	7.92	11.31	6	1.2	Vérifier
		Appui	3HA12+4ChpHA14	12.63	16.02			
RDC	PP 2 (30X40)	Travée	3HA12+4Chp HA12	7.92	11.31	6	1.2	Vérifier
		Appui	3HA12+5Chp HA14	11.09	14.79			

V.2.5.3 Poutres secondaires type 1 (30x40)

Tableau V.2.12 : vérification de ferraillage de poutre secondaire 1 avec les règlements .

Usage	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A (cm^2)	A total (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
Terrasse	PS 1 (30X40)	Travée	3HA12+ 7ChpHA14	14.17	17.56	6	1.2	Vérifier
		Appui	3HA12+6Chp HA14	12.63	16.02			
Hébergement	PS 1 (30X40)	Travée	3HA12+8Chp HA14	15.71	19.10	6	1.21	Vérifier
		Appui	3HA12+7Chp HA14	14.17	11.40			
1er Etage	PS 1 (30X40)	Travée	3HA12+2Chp HA14	6.47	10.18	6	1.21	Vérifier
		Appui	3HA12+5Chp HA14	11.09	13.75			
RDC	PS 1 (30X40)	Travée	3HA12+2Chp HA14	6.47	10.18	6	1.21	Vérifier
		Appui	3HA12+4Chp HA14	9.55	14.80			

V.2.5.4 Poutres secondaires type 2 (30x40)

Tableau V.2.13 : vérification de ferraillage de poutre secondaire 2 avec les règlements .

Usage	Section	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A (cm^2)	A total (cm^2)	A_{min} RPA99	A_{min} CBA93	Vérification
Terrasse	PS 2 (30X35)	Travée	3HA12	3.39	6.78	5.25	1.05	Vérifier
		Appui	3HA12+4ChpHA12	7.92	15.84			
Hébergement	PS 2 (30X35)	Travée	3HA12	3.39	6.78	5.25	1.05	Vérifier
		Appui	3HA12+5ChpHA12	9.05	18.1			
1er Etage	PS 2 (30X35)	Travée	3HA12	3.39	6.78	5.25	1.05	Vérifier
		Appui	3HA12+2ChpHA12	5.65	11.30			
RDC	PS 2 (30X35)	Travée	3HA12	3.39	6.78	5.25	1.05	Vérifier
		Appui	3HA12	3.39	6.78			

V.2.6 Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.2.14 : Calcul des armatures transversales des poutres principales et secondaires .

		CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	τ_{max} (Mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²) choisie
PP1 30x45	0.73	38.25	0.36	11	15	0.99	10	15	**4HA8=2.01**
PP2 30x40	1.56	33.75	1.86	10	15	0.90	10	15	**4HA8=2.01**
PS1 30x40	1.22	33.75	1.91	10	15	0.90	10	15	**4HA8=2.01**
PS2 30x35	1.09	29.25	1.29	10	15	0.90	10	15	**4HA8=2.01**

V.2.7 Vérification de la flèche

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

Tableau V.2-15 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres .

		1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	L	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{1\,Mt}{10M0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1\,Mt}{10M0}$	$P=\frac{A}{b0.d}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$
PP1	5.75	0.007	0.06	C.N.V	0.007	0.08	C.N.V	0.008	0.0105	Vérifier
PP2	5.40	0.007	0.06	C.N.V	0.007	0.08	C.N.V	0.014	0.0105	C.N.V
PS1	5.80	0.006	0.06	C.N.V	0.006	0.08	C.N.V	0.016	0.0105	C.N.V
PS2	4	0.087	0.06	C.V	0.087	0.08	C.N.V	0.018	0.0105	C.N.V

V.2.7.1 Poutre principale

Tableau V2.16: Vérification de la flèche des poutres principales **.**

	Ats1 (cm^2)	Ats2 (cm^2)	Mt ser (kN. m)	L (m)	ρ(%)	σ_s (MPa)	μ	λ	$I_0(cm^4)$	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
PP1	3.39	7.92	53.72	5.75	0.89	201.63	0.13	7.90	294457.16	3.6	10.75	Vérifier
PP2	3.39	12.63	93.36	5.40	1.42	201.63	0.19	6.97	229507.27	8.1	10.4	Vérifier

V.2.7.2 Poutre secondaire :

Tableau V2.17 : Vérification de la flèche des poutres secondaires .

	Ats1 (cm^2)	Ats2 (cm^2)	Mt ser (kN. m)	L (m)	ρ(%)	σ_s (MPa)	μ	λ	$I_0(cm^4)$	f_i (mm)	f_{adm} (mm)	$f_i < f_{adm}$
PS1	15.71	3.39	117.22	5.80	1.7	201.63	0.72	1.5	240704.799	10.1	10.8	Vérifier
PS2	9.05	9.05	38.88	4	0.1	146.66	0.51	2.26	168275	2.4	8	Vérifier

V.3 Ferraillages des poteaux

Les poteaux calculés en flexion composée déviée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γb=1,5	γs=1,15	γb=1,15	γs=1
σb= 25 Mpa	FeE 400	σb= 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b}$=14,2Mpa	$\overline{\sigma s}$= 348 Mpa	$\overline{\sigma b}$=18.48Mpa	$\overline{\sigma s}$= 400 Mpa

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

- (N_{max} ; M_{corr}).
- (My_{max} ; N_{corr}).
- (N_{min} ; M_{corr}).
- (Mx_{max} ; N_{corr}).

V.3.1 Recommandation du règlement RPA99v2003

1-Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003]

1. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de : 0,9% en zone III

2. Leur pourcentage maximal sera de : 4% en zone courante ; 6% en zone de recouvrement

3. Leur diamètre minimal et de 12 mm.

4. La longueur minimale de recouvrement est : 40 Φ en zone **I, IIa** .; 50 Φ en zone **IIb, III.**

5. La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone **I, IIa** ; 20 cm en zone **IIb, III.**

6. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

V.3.2 Ferraillages des poteaux carrés

V.3.2.1 A l'ELU

Tableau V.3.1 : Ferraillage longitudinal des poteaux carrés .

Section	Niveau	Cas	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	A_{s1} (cm²)	As2 (cm²)	A_{total} (cm²)	A_{min} (cm²)	Le choix (cm²)
50x50	S.sol+ 1er Etage	Nmax→Mcor	2327.601	13.16	4.40	2.5	1.5	8	22.5	12HA16 =24.13
		Nmin→Mcor	980.705	-3.56	18.11	2.5	1.5			
		Mxmax→Ncor	1817.61	37.74	-34.42	2.5	1.5			
		Mymax→Ncor	1227.903	7.51	62.31	2.5	1.5			
45x45	2em +3em + 4em Etage	Nmax→Mcor	1242.38	4.41	40.58	2.25	1.35	7.2	18.22	12HA16 =24.13
		Nmin→Mcor	29.76	23.55	5.06	3.18	0.41			
		Mxmax→Ncor	153.32	53.97	7.51	3.31	0.28			
		Mymax→Ncor	130.23	38.16	-63.08	2.25	1.35			
40x40	5em Etage+ Terrasse	Nmax→Mcor	477.01	-0.52	8.77	2	1.2	6.4	14.40	12HA14 =18.47
		Nmin→Mcor	332.38	9.95	38.12	2	1.2			
		Mxmax→Ncor	436.02	-18.88	29.52	2	1.2			
		Mymax→Ncor	332.38	9.95	38.12	2	1.2			

V.3.2.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service

Tableau V.3.2 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S .

Section	Niveau	Cas	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	σ_b Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma'_s}$ Mpa	Vérification
50x50	S.sol +1er Etage	Nmax→Mcor	1852.78	296.29	21.14	2.5	1.5	15	201.63	Vérifier
		Nmin→Mcor	7.78	3.86	-2.19	2.88	1.12	15	201.63	Vérifier
		Mxmax→Ncor	1817.61	37.74	34.42	2.5	1.5	15	201.63	Vérifier
		Mymax→Ncor	1227.90	7.51	62.31	2.5	1.5	15	201.63	Vérifier
45x45	2em +3em + 4em Etage	Nmax→Mcor	977.74	36.13	26.42	2.25	1.35	15	201.63	Vérifier
		Nmin→Mcor	577.01	17.10	34.45	2.25	1.35	15	201.63	Vérifier
		Mxmax→Ncor	977.74	63.13	-26.42	2.25	1.35	15	201.63	Vérifier
		Mymax→Ncor	760.22	11.60	53.26	2.25	1.35	15	201.63	Vérifier
40x40	5em Etage +Terrasse	Nmax→Mcor	236.81	-0.961	9.85	2	1.2	15	201.63	Vérifier
		Nmin→Mcor	134.56	14.66	58.51	2	1.2	15	201.63	Vérifier
		Mxmax→Ncor	184.08	21.77	44.73	2	1.2	15	201.63	Vérifier
		Mymax→Ncor	134.56	14.66	58.51	2	1.2	15	201.63	Vérifier

V.3.2.3 Déterminations des armatures transversales

Les efforts tranchant dans les poteaux est nulle (R=3.5) donc le calcul des armatures transversales n'est pas nécessaire mais on utilise ces derniers pour attacher les armatures longitudinales.

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, on prend Φt=4T8=2.01cm² avec un espacement St = 15cm en zone courant et St=10 cm en zone nodale.

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

Tableau V.3.3 : Déterminations des armatures transversales .

Etage	Section	Zone	t (cm)	$A_{t\,ch}(cm^2)$
S.sol +RDC	50X50	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
1er Etage + 2em ,3emEtage	45X45	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
4em +5emEtage	40X40	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01

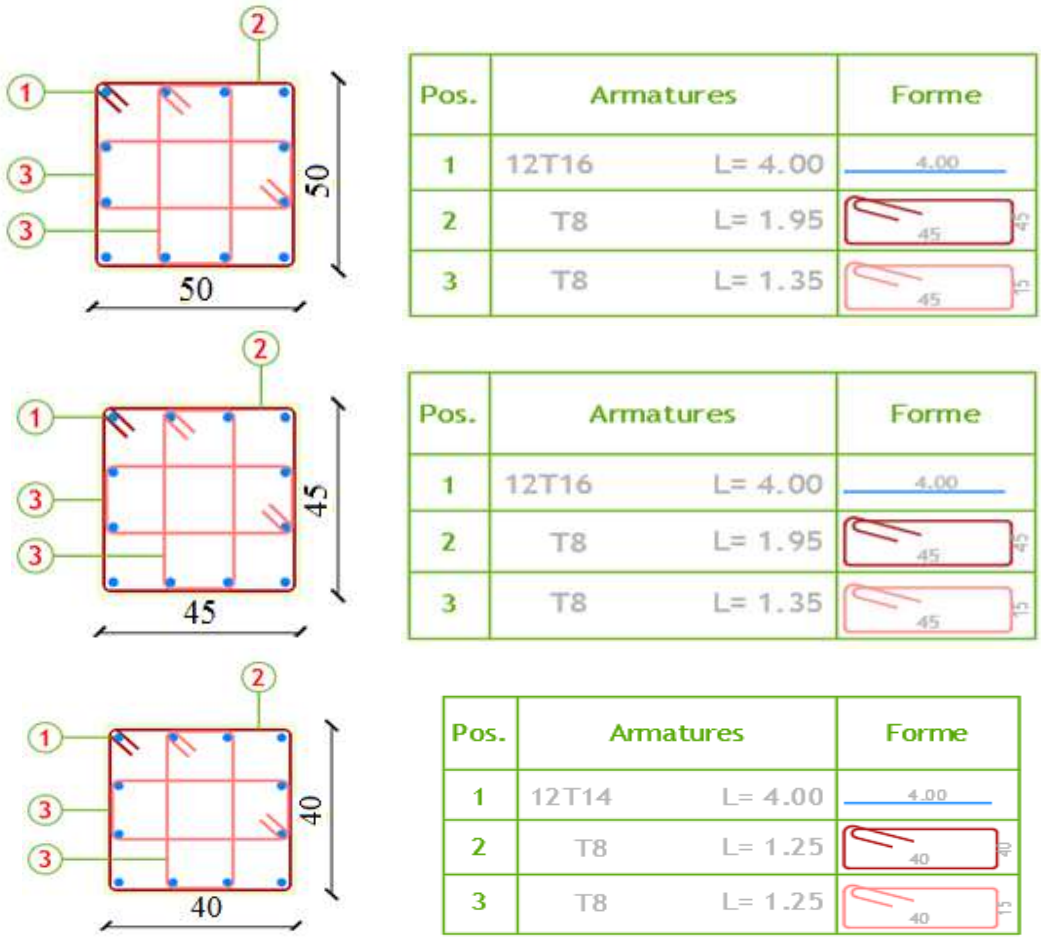


Figure V.3.1 : Ferraillage des poteaux carrés .

V.4 Ferraillages des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

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

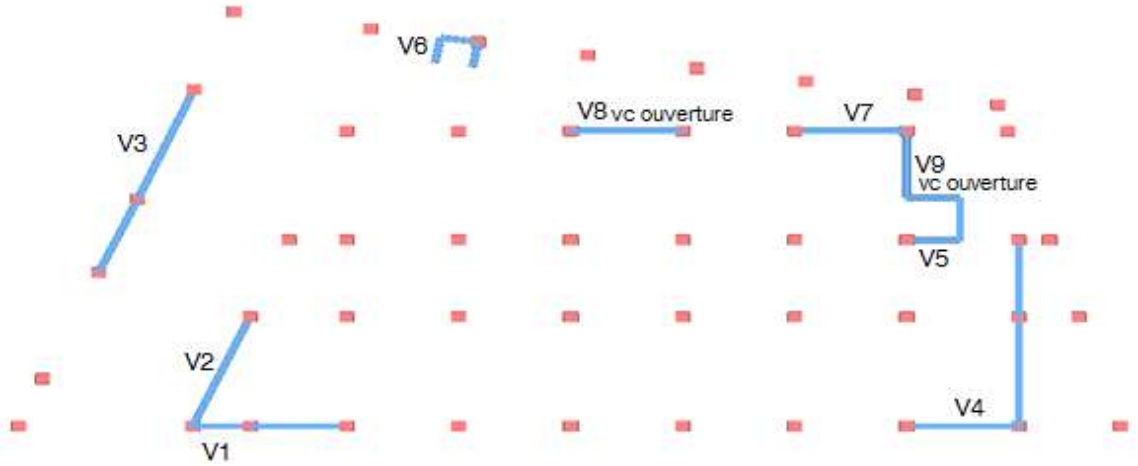


Figure 4.1 : Dispositions des voiles .

V.4.1 Les voiles pleins

Tableau V4.1 : Les données de calcul .

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1{,}5$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma\, b} = 14{,}2$Mpa	$\overline{\sigma s} = 348$ Mpa	$\overline{\sigma\, b} = 18.48$Mpa	$\overline{\sigma s} = 400$ Mpa

V.4.2 Recommandations des règlements

V.4.2.1 Recommandation du RPA99v2003

1. **Armatures verticales:** [RPA99v2003 Art 7.7.4.1]
2. **Armatures horizontales :** [RPA99v2003 Art 7.7.4.1]

V.4.2.2 Recommandations du CBA93

1. **Armatures verticales** : $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$
2. **Calcule et vérification de l'espacement :** [**art A. 5. 1. 2. 2 CBA93**]

V.4.3 Ferraillage des voiles pleins

V.4.3.1 Armatures verticales : Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V4.2 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins .

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
s-sol +RDC	V_1	155x25	2051.20	2089.14	ACC	7.4	7.4	15	2x (10HA10=7.85)
	V_2	528x25	5968.03	2108.79	ACC	22.12	22.12	15	2x (34HA10=26.70)
	V_3	526x25	5481.86	8022.53	ACC	22.04	22.04	15	2x (34HA10=26.70)
	V_4	490x25	2767.58	3989.58	ACC	20.60	20.60	15	2x (28HA10=21.99)
	V_5	140x25	1177.72	331.28	ACC	6.60	6.60	15	2x (9HA10=7.07)
	V_6	160x25	1077.91	310.07	ACC	7.40	7.40	15	2x (10HA10=7.85)
	V_7	350x25	4119.84	1495.03	ACC	15	15	15	2x (23HA10=18.06)
1^{er}+2^{em} +3^{em} étage	V_1	160x25	1862.35	1135.22	ACC	7.4	7.4	15	2x (10HA10=7.85)
	V_2	533x25	4576.96	606.43	ACC	22.12	22.12	15	2x (34HA10=26.70)
	V_3	531x25	4318.05	6620.96	ACC	22.04	22.04	15	2x (34HA10=26.70)
	V_4	495x25	2092.14	2730.03	ACC	20.60	20.60	15	2x (28HA10=21.99)
	V_5	145x25	838.28	429.59	ACC	6.60	6.60	15	2x (9HA10=7.07)
	V_6	165x25	708.55	547.42	ACC	7.40	7.40	15	2x (10HA10=7.85)
	V_7	355x25	3097.40	3116.30	ACC	15	15	15	2x (23HA10=18.06)
4^{em}+5^{em} étage	V_1	165x25	507.41	446.22	ACC	7.4	7.4	15	2x (10HA10=7.85)
	V_2	538x25	1136.64	498.27	ACC	22.12	22.12	15	2x (34HA10=26.70)
	V_3	536x25	1221.80	2282.64	ACC	22.04	22.04	15	2x (34HA10=26.70)
	V_4	500x25	650.60	1187.24	ACC	20.60	20.60	15	2x (28HA10=21.99)
	V_5	150x25	182.2	48.27	ACC	6.60	6.60	15	2x (9HA10=7.07)
	V_6	170x25	271.08	355.77	ACC	7.40	7.40	15	2x (10HA10=7.85)
	V_7	360x25	1092.36	341.16	ACC	15	15	15	2x (23HA10=18.06)

V.4.3.1.1 Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Tableau V4.3 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA .

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min} RPA(cm^2)	A_{Min} CBA(cm^2)	Vérification
s-sol+RDC	V_1	155x25	2x (10HA10=7.85)	5.81	3.87	Vérifiée
	V_2	528x25	2x (34HA10=26.70)	19.8	13.2	
	V_3	526x25	2x (34HA10=26.70)	19.72	13.15	
	V_4	490x25	2x (28HA10=21.99)	18.73	12.25	
	V_5	140x25	2x (9HA10=7.07)	5.25	3.5	
	V_6	160x25	2x (10HA10=7.85)	6	4	

	V_7	350x25	2x (23HA10=18.06)	13.12	8.75	
$1^{er}+2^{em}+3^{em}$ étage	V_1	160x25	2x (10HA10=7.85)	6	4	Vérifiée
	V_2	533x25	2x (34HA10=26.70)	19.98	13.32	
	V_3	531x25	2x (34HA10=26.70)	19.91	13.27	
	V_4	495x25	2x (28HA10=21.99)	18.56	12.37	
	V_5	145x25	2x (9HA10=7.07)	5.43	3.62	
	V_6	165x25	2x (10HA10=7.85)	6.18	4.12	
	V_7	355x25	2x (23HA10=18.06)	13.31	8.87	
$4^{em}+5^{em}$ étage	V_1	165x25	2x (10HA10=7.85)	6.18	4.12	Vérifiée
	V_2	538x25	2x (34HA10=26.70)	20.17	13.45	
	V_3	536x25	2x (34HA10=26.70)	20.10	13.40	
	V_4	500x25	2x (28HA10=21.99)	18.75	12.50	
	V_5	150x25	2x (9HA10=7.07)	5.62	3.75	
	V_6	170x25	2x (10HA10=7.85)	6.37	4.25	
	V_7	355x25	2x (23HA10=18.06)	13.31	8.87	

V.4.3.1.2 Vérification des armatures à ELS

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa.

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

Tableau V4.4: Vérification des armatures a ELS des voiles pleins .

voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Vérification
V_1	155x25	740.24	60.96	7.85	7.85	2.32	34.65	15	201.63	Vérifiée
V_2	528x25	2389.71	421.63	26.70	26.70	2.01	30.18	15	201.63	Vérifiée
V_3	526x25	2072.88	625.91	26.70	26.70	1.95	29.13	15	201.63	Vérifiée
V_4	490x25	1654.18	112.27	21.99	21.99	1.38	20.66	15	201.63	Vérifiée
V_5	140x25	738.09	3.51	7.07	7.07	2.03	30.36	15	201.63	Vérifiée
V_6	160x25	804.36	23.40	7.85	7.85	2.09	31.22	15	201.63	Vérifiée
V_7	350x25	1423.64	20.27	18.06	18.06	1.57	23.48	15	201.63	Vérifiée

V.4.3.2 Calcul des armateurs horizontaux

Tableau V.4.5 : calcul de l'armature horizontale des voiles pleins .

Niveau	voile	S(cm²)	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm²)
s-sol	V_1	155x25	271	15	263.41	0.91	5	15	2x (18HA10=14.44)
	V_2	528x25	261	15	189.96	0.68	5	15	2x (18HA10=14.44)
	V_3	526x25	261	15	410.67	1.47	5	15	2x (18HA10=14.44)
	V_4	490x25	266	15	528.98	1.86	5	15	2x (18HA10=14.44)
	V_5	140x25	306	15	426.64	1.30	5	15	2x (21HA10=17.28)
	V_6	160x25	306	15	78.29	0.24	5	15	2x (21HA10=16.49)
	V_7	350x25	271	15	712.26	2.45	5	15	2x (18HA10=14.44)
1er étage	V_1	160x25	390	15	815.29	1.95	5	15	2x (26HA10=20.42)
	V_2	533x25	380	15	356.46	0.88	5	15	2x (26HA10=20.42)
	V_3	531x25	380	15	1553.51	3.82	5	15	2x (26HA10=20.42)
	V_4	495x25	385	15	1378.14	3.34	5	15	2x (27HA10=21.21)
	V_5	145x25	425	15	147.48	0.32	5	15	2x (29HA10=14.14)
	V_6	165x25	425	15	241.51	0.53	5	15	2x (29HA10=22.78)
	V_7	355x25	390	15	1105.72	2.65	5	15	2x (26HA10=20.42)
+2em+3em +4em+ 5em étage	V_1	165x25	339	15	332.83	0.92	5	15	2x (23HA10=18.01)
	V_2	538x25	329	15	564.69	1.60	5	15	2x (22HA10=17.28)
	V_3	536x25	329	15	908.99	2.58	5	15	2x (22HA10=17.28)
	V_4	500x25	334	15	1048.27	2.93	5	15	2x (23HA10=18.01)
	V_5	150x25	374	15	62.37	0.16	5	15	2x (25HA10=19.63)
	V_6	170x25	374	15	191.11	0.48	5	15	2x (25HA10=19.63)
	V_7	355x25	339	15	686.62	1.89	5	15	2x (23HA10=18.01)

V.4.3.3 Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau V.4.6 : diamètre des armatures transversales .

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	Epingles Φt
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.
Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=40 cm

V.4.4 Ferraillage des voiles avec ouverture

V.4.4.1 Les trumeaux

V.4.4.1.1 Armatures verticales

Tableau V.4.7 : calcul des armatures verticales .

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
s-sol+RDC	V_{8x}	80x25	1125.93	418.78	ACC	4.32	4.32	10	2x (8HA10=6.28)
	V_{9y}	70x15	536.52	263.80	ACC	4.12	4.12	10	2x (7HA10=5.50)
1^{er}+2^{em}+3^{em} étage	V_{8x}	83x15	770.17	3.41	ACC	4.32	4.32	10	2x (8HA10=6.28)
	V_{9y}	73x15	215.80	182.75	ACC	4.12	4.12	10	2x (7HA10=5.50)
4^{em}+5^{em} étage	V_{8x}	85x15	149.37	140.83	ACC	4.32	4.32	10	2x (8HA10=6.28)
	V_{9y}	75x15	79.67	90.83	ACC	4.12	4.12	10	2x (7HA10=5.50)

V.4.4.1.2 Vérification des armatures à ELS

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa.

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

Tableau. V.4.8 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux .

Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Vérifiée
V_{8x}	80x25	583.03	142.02	6.28	6.28	7.70	40.03	15	201.63	Vérifiée
V_{9y}	70x25	345.12	6.51	5.50	5.50	2.09	31.05	15	201.63	Vérifiée
V_{8x}	80x25	433.19	129.44	6.28	6.28	6.98	65.12	15	201.63	Vérifiée
V_{9y}	70x25	250.50	17.35	5.50	5.50	2.03	26.99	15	201.63	Vérifiée

V.4.4.2 Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Tableau. V.4.9 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux .

Niveau	voile	S(cm^2)	h (cm)	e (cm)	T (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
s-sol	V_8	80x25	271	25	354.57	0.91	5	15	2x (18HA10=14.14)
	V_9	70x25	266	25	170.10	0.68	5	15	2x (18HA10=14.14)
1^{er} étage	V_8	80x25	390	25	815.29	1.95	5	15	2x (26HA10=20.42)
	V_9	70x15	385	25	356.46	0.88	5	15	2x (26HA10=20.42)
$+2^{em}+3^{em}$ $+4^{em}+$ 5^{em} étage	V_8	80x25	339	25	332.83	0.92	5	15	2x (22HA10=17.28)
	V_9	70x25	334	25	564.69	1.60	5	15	2x (22HA10=17.28)

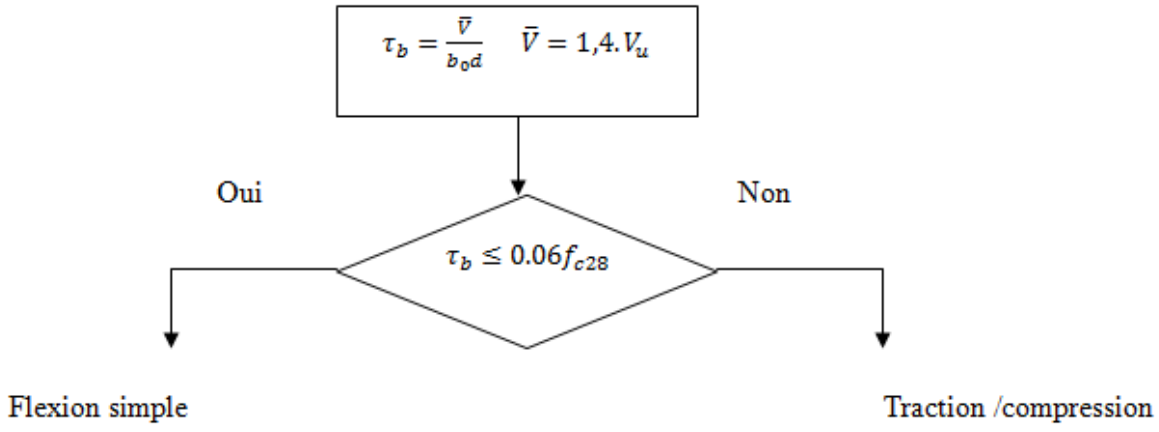
V.4.4.3 Les linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

V.4.4.4 Recommandation du RPA99v2003

- **Premiers cas (τb ≤ 0.06fc28) :[Art 7.7.3.1RPA99v2003]**
- **Deuxième cas (τb> 0.06fc28) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003]**
- **Ferraillage minimal :[Art 7.7.3.3 RPA99v2003]**



V.4.4.4.1 Ferraillage des linteaux

1. Voile V8

Tableau. V.4.10 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V8) .

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
S-sol-RDC	V_8	25	66	95	45.73	0.11	11.74	Flexion simple
RDC-1ère	V_8	25	165	195	600.89	2.32	595.55	Traction/compression
1ère -2ème	V_8	25	114	195	441.65	2.49	434.67	Traction/compression
2ème- 3ème	V_8	25	114	195	317.43	1.73	306.34	Traction/compression
3ème-4ème	V_8	25	114	195	254.44	1.37	242.54	Flexion simple
4ème-5 ème	V_8	25	114	195	161.21	0.96	168.48	Flexion simple
5 ème	V_8	25	114	195	65.55	0.36	66.19	Flexion simple

Tableau V.4.11: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V9) .

Niveau	A calculé(cm²)					A choisie(cm²)			
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
S-sol-RDC	/	0.67	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(7HA10) = 11.00	/
RDC-1ère	11.82	6.15	0.94	8.25	15	2x(4HA14) =12.32	2x (2HA14) =6.16	2x(13HA10) = 20.42	2x(9HA10) =14.14
1ère -2ème	10.30	4.28	0.94	5.71	15	2x(4HA14) =12.32	2x (2HA12) =4.52	2x(13HA10) = 20.42	2x(8HA10) =12.56
2ème- 3ème	7.78	4.28	0.94	5.70	15	2x(4HA12) =9.05	2x (2HA12) =4.52	2x(13HA10) = 20.42	2x(8HA10) =12.56
3ème-4ème	/	0.03	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(13HA10) = 20.42	/
4ème-5 ème	/	0.03	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(13HA10) = 20.42	/
5 ème	/	0.04	1.58	/	15	/	2x(2HA10) =3.14	2x(13HA10) = 20.42	/

2. Voile V9

Tableau. V.4.12 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V9) .

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
S-sol-RDC	V_9	25	86	140	193.32	1.40	94.15	Flexion simple
RDC-1ère	V_9	25	205	140	518.22	1.57	312.06	Flexion simple
1ère -2ème	V_9	25	244	140	516.92	1.32	320.14	Flexion simple
2ème- 3ème	V_9	25	234	140	429.73	1.14	267.87	Flexion simple
3ème-4ème	V_9	25	234	140	327.70	0.87	200.47	Flexion simple
4ème-5 ème	V_9	25	234	140	231.24	0.61	124.14	Flexion simple
5 ème	V_9	25	140	140	103.36	0.45	48.31	Flexion simple

Tableau. V.4.13 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux (V9) .

Niveau	A calculé(cm²)				A choisie(cm²)				
	Ad	Al	At	AP	St	Ad	Al	At	AP
S-sol-RDC	/	4.07	1.58	/	15	/	2x (2HA12)=4.52	2x(10HA10) =15.70	/
RDC-1ère	/	5.46	0.56	/	15	/	2x (2HA14)=6.16	2x(10HA10) =15.70	/
1ère -2ème	/	4.69	0.56	/	15	/	2x (2HA14)=6.16	2x(10HA10) =15.70	/
2ème- 3ème	/	4.09	0.56	/	15	/	2x (2HA12)=4.52	2x(10HA10) =15.70	/
3ème-4ème	/	3.06	0.56	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x(10HA10) =15.70	/
4ème-5 ème	/	1.90	0.56	/	15	/	2x (2HA10)=3.14	2x(10HA10) =15.70	/
5 ème	/	1.22	1.58	/	15	/	2x(2HA10)=3.14	2x(10HA10) =15.70	/

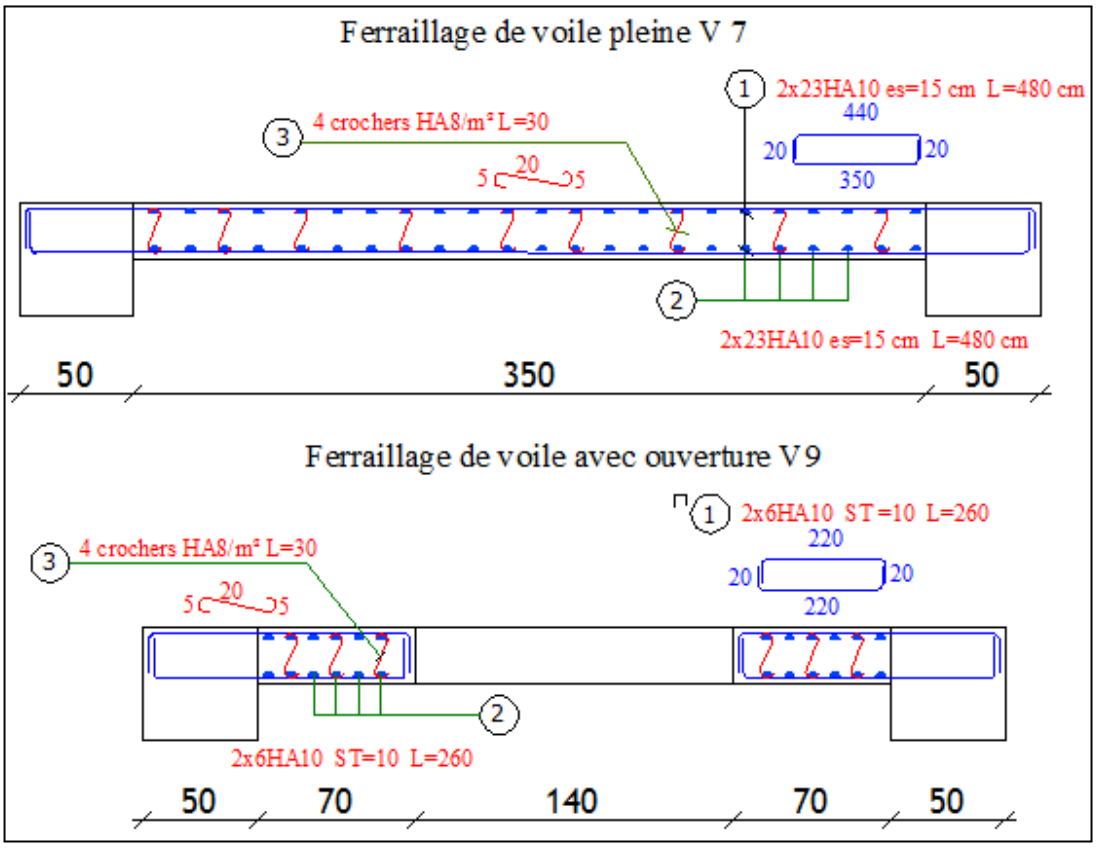


Figure V.4.1: Ferraillage des voiles .

Chapitre VI :

CALCULE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.
-La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).
-Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur l^{er} premier mètre.
-La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).
-La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0m peut être de 80cm à 1m.
Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se reposer sur le gros béton. La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2 Connaissance du site et du sol

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

- Il s'agit d'un sol de nature sables limoneux rougeâtres.
- De faible a forte humidité et de faible a moyenne compacité.
- Un sol peu plastique.
- De moyenne compressibilité et peu gonflant.
- De Moyenne cohésion.
- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.5 bar**

La profondeur d'ancrage de **1.50m** par rapport au niveau du sous-sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4 Les efforts normaux à base de la structure

- A l'ELS

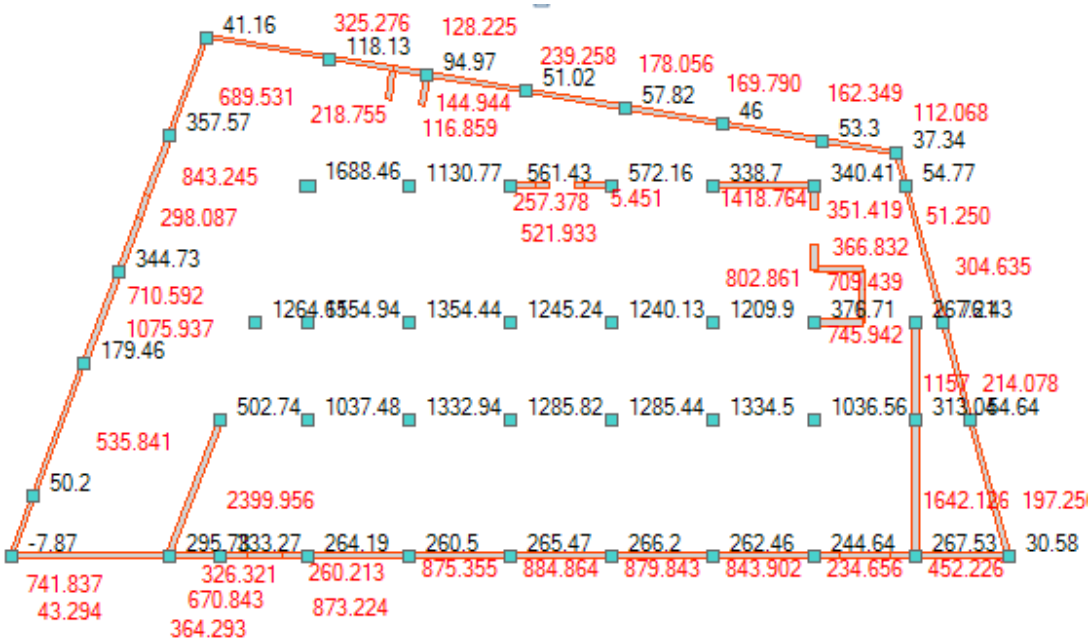


Figure VI.4.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS .

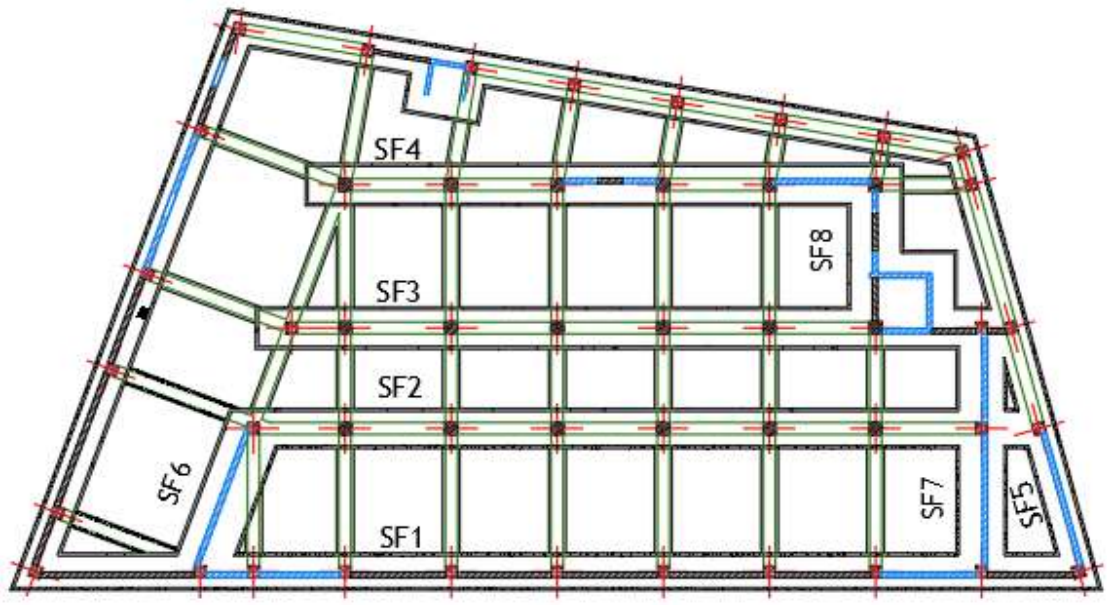


Figure VI.4.2 : Le choix finale des semelles.

VI.5 Calcul des semelles isolées

VI.5.1 Dimensionnement des semelles isolées

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :

A, B : longueur et largeur de la semelle

a, b : longueur et largeur du poteau

Nser : effort normal a l'ELS

Tableau VI.5.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS .

Semelle	Nser (KN)	σ_{sol} (bar)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	h(cm)	h_{adop} (m)
Si-1	1734.87	2.5	2.6	2.6	2.8	2.8	65	70
Si-2	1388.74		2.4	2.4	2.5	2.5	53	60
Si-3	1217.48		2.2	2.2	2.4	2.4	51	55

VI.5.2 Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS

On doit vérifier :

Tableau VI.5.2 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS .

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	σ_{cal} (MPA)	σ_{sol} (MPA)	$\sigma_{cal} <= \sigma_{Sol}$
Si-1	1734.87	137.20	2.45	2.5	Vérifiée
Si-2	1388.74	93.75	2.44		Vérifiée
Si-3	1217.48	79.20	2.33		Vérifiée

VI.5.3 Vérification de poinçonnement à L'ELU ou L'ACC

$$N_{max} \leq F_{limite} = \frac{0.045 * h * Uc * fc28}{\gamma b} \qquad \text{avec : } Uc = [(a \times b)(2 \times h)] \times 2$$

Tableau VI.5.3 : Vérification de poinçonnement à L'ELU ou L'ACC .

Semelle	N_{max}	F_{limite}	$N_{max} \leq F_{limite}$
Si-1	2395.64	2520	Vérifiée
Si-2	1917.47	2242.52	Vérifiée
Si-3	1681.75	1732.50	Vérifiée

VI.5.4 Vérification de l'interférence entre deux 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.

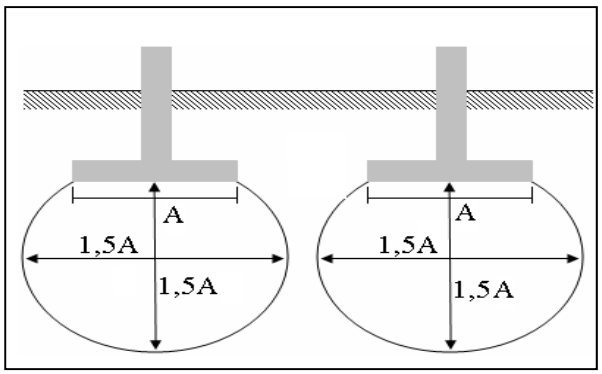


Figure VI.5.1 : Les bulbes de pression sous la semelle

Tableau VI.5.4 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées .

Semelle	A (m)	A' (m)	$1.5\frac{(A+A')}{2}$	L (m)	$L > 1.5\frac{(A+A')}{2}$
Si-1→Si-2	2.8	2.5	4	4	Non Vérifiée
Si-2→Si-3	2.5	2.4	3.75	2	Non Vérifiée

Remarque

D'après le tableau **VI.5,5** , on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles , donc et on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.6 Calcul des semelles filantes

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

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VI.6.1 Dimensionnement des semelles filantes

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

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} \; ; \; h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau VI.6.1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS .

Semelle	L (m)	N (KN)	$\sigma_{sol\ calculé}$ (MPA)	σ_{sol} (MPA)	B calculé (m)	B adopté (m)	h calculé (cm)	h adopté (cm)
Sf-1	40.35	10409.6	2.20	2.5	1.03	1.20	20.50	30
Sf-2	30.85	8409.60	2.15		1.09	1.30	23	30
Sf-3	28.90	9085.32	2.30		1.26	1.40	25.50	30
Sf-4	25.50	7708.24	2.21		1.21	1.40	25.50	30
Sf-5	21.90	5227.03	2.22		0.95	1.10	18	30
Sf-6	7.10	3184.82	2.29		1.79	2	40.50	45
Sf-7	10.50	4221.70	2.42		1.61	1.70	33	35
Sf-8	6.80	1434.31	2.16		0.84	1	15.50	30

VI.6.2 Prédimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur 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 : $l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 6 kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la poutre de libage $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI.6.2 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage .

	Lmax (m)	B (m)	hp calculé (m)	hp adopté (m)
Poutre de libage	4	0.5	0.62	0.65

VI.6.3 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage CBA 91 Art A.5.2.4.2

Tableau VI.6.3 : Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage .

Nu max	F limite	Nu≤ F_{limite}
2391.84	2242.50	Non Vérifiée

Il faut augmenter la hauteur de la poutre de libage (50 x 70)

Tableau VI.6.4 : Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage .

Nu max	F limite	Nu≤ F_{limite}
2391.84	2520	Vérifiée

VI.7 ferraillage Poutre de libage

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- Ni: 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 représentées dans le tableau suivant :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

Tableau VI.7.1 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage .

Poutre de libage	$\sum$ N (ELU) KN	$\sum$ N (ELS) KN	$P_{semelle}$ (KN)	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
PL1	12454.90	9085.32	361.46	25.50	190.40	37.80

Tableau VI.7.2 : Détermination des moments de la poutre de libage .

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
PL1	-316.27	190.72	459.87	-62.79	37.86

La poutre de libage travaille en flexion simple

1- A l'ELU

Tableau VI.7.3 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU .

Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	Travée	190.72	8.45	0.00	4HA16+2Chp HA16 =12.06 cm²
	Appui	-316.27	14.32	0.00	4HA16+4Chp HA16 =16.08 cm²

2- Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.7.4 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS .

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa
PL1	Travée	37.86	12.06	8.04	0.77	10.29	10.62	15	201.63
	Appui	-62.79	8.04	16.08	1.19	17.27	16.22	15	201.63

3- Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

4- Armatures transversales

Tableau VI.7.5 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage .

				CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	T (KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	St (cm)	At (cm^2)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm^2)	Szn (cm)	Szc (cm)	$At_{choisie}$ (cm^2)
PL1	459.87	1.37	2.5	10	2.62	10	15	2.47	10	15	4HA10 = 3.14

VI.8 Ferraillage des semelles filantes

On a deux cas des semelles filantes

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI.8.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

$$\begin{cases} A_b = \dfrac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \dfrac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_a = 37cm \\ d_b = 37cm \end{cases}$$

- Armatures principales

Tableau VI.8.1 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales) .

Semelle	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	ESP (cm)
SF_3	1913.25	4	1.4	24.86	27HA12=30.54	7HA12=7.92	15

- Armature de repartions

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B = \frac{30.54}{4} \times 1.40 = 10.70\ cm^2$$

Espacement de 8 cm

$$A_{a,rep} = 10HA12 = 11.31cm^2$$

VI.8.2 Semelle filante (continue) sous un voile

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

Tableau VI.8.2 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles .

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{18}$
SF_1	1188.80	12.45	1.04	20	Vérifiée	6.66	Vérifiée

Donc le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelle (SF1) par la méthode des moments avec un diagramme trapézoïdale.

- Méthode des bielles

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

Tableau VI.8.3 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile .

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	e_0(cm)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
SF_1	1188.80	12.45	1.04	1.2	10.57	**21HA12=23.75**

- Armature de repartions

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B = \frac{23.75}{4} \times 1.20 = 7.12\ cm^2/\ 1.20\ ml$$

Espacement de 15 cm

$$A_{a,rep} = 9HA12 = 10.18 cm^2$$

Vérification de Poinçonnement de Semelle filante (continue) sous un voile

Tableau VI.8.4: Vérification de Poinçonnement .

Nu max	F limite	Nu≤ F_{limite}
1188.70	2182.50	Vérifiée

VI.9 FERRAILLAGE DES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003]

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont

Site S3 :25 cm x 30 cm

La section choisie : 30x35 cm^2

VI.9.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

1- Armatures longitudinales :

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20$ KN Avec : α=10 $A = \left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.8.5 : Ferraillage longitudinal des longrines .

Section (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30x35	2391.84	239.18	5.97	6HA12= 6.79	1.05	6.3	C.V

VI.9.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc : $\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}}$

$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63$Mpa ; On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.8.6 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines .

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30x35	1733.86	173.38	6.79	174.34	201.63	Vérifiée

VI.9.3 Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.8.7 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines .

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30x35	0.87	10	0.30	10	10	0.9	10	15	4HA8=2.01

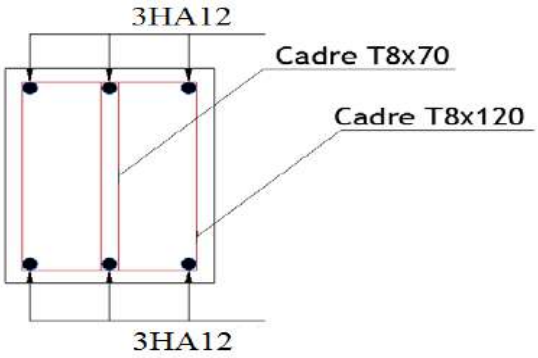


Figure VI.8.1 : Ferraillage des longrines .

VI.10 FERRAILLAGE DES VOILES DU SOUS-SOL

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3.06 m et une épaisseur de 25cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho=\frac{3.06}{5}=0.714>0.4$ donc le panneau se travaille suivant les deux direction

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires : μx=0.096 ; μy=0.179

VI.10.1 Calcul de la poussée des terres

$$P_1=\frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.h^2 \quad \text{avec } h=3.06\text{ m} \quad ; \quad K_\gamma=\tan^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})$$

Tableau VI.9.1 : tableau des donnes .

γ (KN/m)	φ °	K_γ	P_1 (KN/ml)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
18.2	25	0.340	34.05	22.98	17.02

Calcul des moments

- **Détermination des moments a l'ELU :**

M0x=μx×qu×lx^2=20.65 KN.m

$M0_y=\mu_y\times M0_x$=3.69 KN.m

En travée :

Mtx=0.75M_x=15.48 KN.m

Mty=0.75M_y=2.76 KN.m

Aux appuis :

Max=0.5M_x=10.32 KN.m

May=0.5M_x=1.85 KN.m

Détermination des moments a l'ELS:

M0x=μx×qser×lx^2= 15.29 KN.mKN.m

M_y=μ_y×$M0_x$= 2.73KN.m

En travée : **Aux appuis :**

Mtx=0.75M_x=11.46 KN.m Max=0.5M_x= 7.64 KN.m

Mty=0.75M_y=2.04 KN.m May=0.5M_x= 7.64 KN.m

2-Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur

Tableau VI.9.2 : les armatures longitudinales a l'ELU .

	Élément		Mu (KN.m)	ep (cm)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	ESP (cm)	Choix
Suivant X	Les armatures verticales	Travée	15.48	25	2.70	3.75	15	7HA10=5.50
		Appui	2.76		2.70	3.75	15	7HA10=5.50
Suivant Y	Les armatures horizontales	Travée	10.32		2.70	3.66	20	5HA10=3.93
		Appui	1.85		2.70	3.66	20	5HA10=3.93

3-Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que :

Tableau VI.9.3 : Vérification des contraintes à l'ELS .

Élément		Mser (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma_b}$ (MPA)	$\overline{\sigma s}$ (MPA)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPA)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPA)
Suivant X	Travée	11.46	5.50	1.06	12.02	25	201.6	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	2.04	5.50	0.18	2.14				
Suivant Y	Travée	7.64	3.93	0.71	8.23				
	Appui	7.64	3.93	0.69	8.23				

VI.10.2 Vérification des contrainte de cisaillement

On doit vérifier : $\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0.07 * fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$T_{max} = \frac{qu.lx.ly}{2ly+lx} = 28.20 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{28.20*10}{100*250} = 0.011 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPA}\ldots\ldots\ldots\ldots\text{Vérifiée}$$

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin de cycle est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant ces années.

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques et surtout grâce au contact aux ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Bibliographie

Documents réglementaires

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques

- Calcul des ouvrages en Béton Armé. Mr. BELAZOUGHI .

Logiciels

- ROBOT Expert
- SAP2000 V19
- AUTO CAD 2018
- EXCEL 2007