République Algérienne Démocratique Et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département génie de la matière

Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Thème :

Etude Et Conception D'un immeuble Constitué De Deux Blocs :

- Bloc A à Usage éducatif En RDC+4

- Bloc B à Usage administratif (Sous-sol Et RDC + 7)

Étudier par :

FATIMA MAGHSEL

HICHAM BENTURQUI

Dirigé par :

Mr. KHELLADI MOHAMED

Proposé par :

Architecte BENTURQUI NESRINE

2012 /2013

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur Mr KHALADI Mohamed pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet, sans oublier bien sûr les ingénieurs de CTC CENTRE et l'ingénieure Rabahi Mohamed

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribués à notre formation en Génie Civil

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



Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

-A mes chers parents '' Nacira et Hamid''
Merci mes parents.
-A Mon frère ''Ayoub''et mes sœurs ''Amina et Kenza ''

- *Atoute ma famille sans exception.*

- *A mes cousins : Nassima, Sarah Amel »*

-A Tous mes amis : Fatima, Amel, Cadi, Ahlem, Souad,fulla hamida Monira, Hanane,Salima, Sarah, fayrouz

- A « exceptionnellement Mohamed Rabahi, Hichem daouakh »
et à tout la promotion 2013 …….

- *A mon promoteur « KHALADI Mohammed » et mes enseignants et enseignantes.*

- …exceptionnellement
-A Tous mes enseignants du primaire « Omar krea »

-A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je Rends un vibrant hommage

Fatima

Dédicace

A ma très chère mère Fatima Zohra

Tu es l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A la mémoire de mon père Mohamed

qu'il été une source d'inspiration dans mon chemin.

A l'aide de mon frère et sœurs qui m'on poussé vers le mieux

Vous vous êtes dépensés pour moi sans conter. En reconnaissances de tous les sacrifices consentis par tous et chacun pour me permettre d'atteindre cette étape de ma vie.

A mes neveux, meilleurs vœux de succès dans vos études.

A mes oncles, tantes, cousin et cousines affectueuses reconnaissances.

A mes enseignants et spécialement mon promoteur Ms Kheladi dont les conseils précieux m'a guidée; qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

A mon binôme Fatima qui a partagé avec moi les moments difficiles de ce travail et à sa famille.

A mes amies; Amina, Hafida, Battoul, Amine, Mohamed, Takiedine, Salah, Essam, Fatima, et tous mes amies et à leurs familles.

Je vous remercie de votre patience vous m'a aidée toujours à avancer vous êtes tous des grandes amies si gentilles, merci d'être toujours près de moi, amies avec lesquelles je souris.

A mes camarades et les collèges

De l'université et à leurs familles.

Hicham

© PATRICK RÜCHEIMER - WWW.PATRICKRUECHEIMER.DE

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بنايتين ذات استعمال إداري و تعليمي والمقرر بناؤها في إطار إنشاء جامعة بتيارت و المصنفة ضمن المنطقة الضعيفة زلزاليا .(I)

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

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

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.«ROBOT version 2 3.0»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet est une étude d'une construction constitue de deux blocs à usage éducatif et administratif qui sera implanté à TIARET cette région est classée dans la zone de faible sismicité I

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 « ROBOT version 23.0 ».

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

Abstract :

This project is a study of a building for university service will be implanted at TIARET city, this region is classified in the zone I.

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 « ROBOT version 23.0 ».

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

Sommaire

Introduction générale 1

Bloc A

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction 4
I.2 Caractéristiques géométriques de la structure 5
I.3 : Eléments de l'ouvrage..... 8
I-4 - Caractéristique mécaniques des matériaux 10
I.5 Classification du matériau acier.....12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II- 2.1- Introduction.....13
II-2.2-Pré dimensionnement des planchers 13
II.2.2.1 Pré dimensionnement des dalles pleines.....13
II.2.2.2 : Plancher à corps creux :.....17
II.2.3- Pré dimensionnement des poutres.....20
II.2.4 Pré dimensionnement des poteaux.....23
II.2.5- Pré dimensionnement des voile.....38
II.6 Pré dimensionnement des escaliers 39

Chapitre III-calcul des éléments secondaires :

Introduction.....45
III-1- l'acrotère:.....45
III.2.Plancher à corps creux.....54
III.3Dalle pleine.....71
III.4 Calcul de l'escalier 77
III.4.3 Calcul de la poutre palière 93

Chapitre IV- L'étude dynamique

IV-1 Introduction :.....98
IV-2 Objectif de l'étude dynamique 98
IV.3- Méthode statique équivalent.....105
VI-4 Méthode dynamique modale spectrale.....108
V.5.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique..... 112
IV.5.1.Caractéristiques géométriques de la structure.....115
IV.5.2.Vérification des sollicitations normales.....119
IV.5.4.vérification de participation massique.....120
IV.5.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....121
IV.5.6.Vérification des déplacements 125
IV.5.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.....126
VI-5étude thermique.....127
VI-6 Conclusion :.....131

Chapitre V : ferraillage des éléments résistants

Introduction……132
V.1 : Ferraillage des poutres……132
V.2 : Ferraillage des poteaux ……157
V.3.Ferraillage des voiles……168

Chapitre VII : Etude des fondations

VII-1-Introduction……177
VII-2-Choix de type de fondations :……177
VII.3.Calcul des semelles isolées :……178
VII.4.Calcul des semelles filantes :……187

Bloc B

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction ……193
I.2Caractéristiques géométriques de la structure ……194
I.3Eléments de l'ouvrage ……197
I.4Résistance du béton……200
I.5Classification du matériau acier ……201

Chapitre II : Pré-dimensionnement Des éléments structuraux

II.1- Introduction :……203
II.2-Pré dimensionnement des planchers :……203
II.2.1 Pré dimensionnement des dalles pleines……203
II.2.2 : Plancher à corps creux :……207
II.2.3 Pré dimensionnement des poutres……209
II.2.4 Pré dimensionnement des poteaux……214
II- 2-5- Pré dimensionnement des voiles :……228
II.2.7 Pré dimensionnement des escaliers ……229

Chapitre III : Calcule des éléments Secondaire

III-1- l'acrotère :……233
III.2. les Plancher :……242
III.3 Dalle pleine……258
III.4 : L'ascenseur ……264
III.5- Calcul de l'escalier ……273

Chapitre IV : Etude dynamique

IV-1 Introduction :……281
IV-2 Objectif de l'étude dynamique ……281
IV-3- Méthode statique équivalente……289
IV-4- Méthode dynamique modale spectrale :……292

IV.5.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : ……296
IV.5.1.Vérification de comportement des trois premiers modes ……297

IV.5.3.Vérification des sollicitations normales :……...…….…..304
IV.5.5.vérification de participation massique :…….…….....….305
IV.5.6. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.. ……...…..306
IV.5.7 : Distribution de la force sismique……..……...…307
IV.5.10.Vérification des déplacements :…….……..……..…..309
IV.5.11.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :……...……..…..310

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1 Ferraillage des poutres…….…….313
V.2 : Ferraillage des poteaux :……..…….……..330
V.3.Ferraillage des voiles :…….……..339
V.4 Ferraillage de voile périphérique …….……..…….356

Chapitre VI : Etude des fondations

VI-1-Introduction :……...…...……..362
VI-2-Choix de type de fondations :…….……..…..…….362
VII.3.Calcul des semelles isolées :……..…..…….……364
VII.4.Calcul des semelles filantes :…….……370

LISTE DES SYMBOLES

- **A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.**
- **A_s : Aire d'une section d'acier.**
- **A_t : Section d'armatures transversales.**
- **B : Aire d'une section de béton.**
- **ø : Diamètre des armatures, mode propre.**
- **φ : Angle de frottement.**
- **C : Cohésion.**
- **$\bar{q}$: Capacité portante admissible.**
- **Q : Charge d'exploitation.**
- **σ_c : Contrainte de consolidation..**
- **γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.**
- **γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.**
- **σ_s : Contrainte de traction de l'acier.**
- **σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.**
- **$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.**
- **$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.**
- **τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.**
- **τ : Contrainte tangentielle.**
- **β : Coefficient de pondération.**
- **σ_{sol} : Contrainte du sol.**
- **σ_m : Contrainte moyenne.**
- **G : Charge permanente.**
- **ξ : Déformation relative.**
- **V_0 : Effort tranchant a la base.**
- **E.L.U : Etat limite ultime.**
- **E.L.S : Etat limite service.**
- **N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.**
- **N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.**
- **T_u : Effort tranchant ultime.**
- **T : Effort tranchant, Période.**
- **S_t : Espacement.**
- **λ : Elancement.**
- **F : Force concentrée.**
- **f : Flèche.**
- **$\bar{f}$: Flèche admissible.**
- **D : Fiche d'ancrage.**

- **L : Longueur ou portée.**
- **L_f : Longueur de flambement.**
- **I_p : Indice de plasticité.**
- **I_c : Indice de consistance.**
- **d : Hauteur utile.**
- **F_e : Limite d'élasticité de l'acier.**
- **M_u : Moment à l'état limite ultime.**
- **M_{ser} : Moment à l'état limite de service.**
- **M_t : Moment en travée.**
- **M_a : Moment sur appuis.**
- **M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.**
- **I : Moment d'inertie.**
- **f_i : Flèche due aux charges instantanées.**
- **f_v : Flèche due aux charges de longue durée.**
- **I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.**
- **I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.**
- **M : Moment, Masse.**
- **E_{ij} : Module d'élasticité instantané.**
- **E_{vj} : Module d'élasticité différé.**
- **E_s : Module d'élasticité de l'acier.**
- **f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.**
- **f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.**
- **F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.**
- **K : Coefficient de raideur de sol.**
- **δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.**
- **Y : Position de l'axe neutre.**
- **A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.**
- **I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène**
- **δ ek : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).**
- **Acv : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.**
- **Φ: Coefficient de sécurité.**
- **αc : coefficient dépendant de l'élancement du mur.**
- **ρv : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.**
- **ρh : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.**
- **ρn : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.**
- **hw : Hauteur totale du voile.**
- **lw : Longueur du mur en plan.**
- **δu: déplacement du voile au sommet.**
- **Ig : Moment d'inertie du voile.**

Liste des tableaux

bloc A

Tableau. I. 1 : Tableau des contraintes limites de cisaillement.
Tableau. I.2 : Limite d'élasticité d'acier.
Tableau 2-1 : pré dimensionnement de dalle pleine.
Tableau 2-2 : pré dimensionnement de dalle pleine.
Tableau 2-3 : la flèche limite de la dalle pleine.
Tableau 2-4 : poids propre supportée par la dalle pleine.
Tableau 2-5 : Pré dimensionnement de plancher corps creux Conclusion.
Tableau 2-6 : Pré dimensionnement des poutres.
Tableau 2-7 : vérification de la flèche planché courant.
Tableau 2-8 : vérification de la flèche Plancher terrasse.
Tableau 2-9 : Charge permanent du mur simple cloison.
Tableau 2-10 : Charge permanente du mur double cloison.
Tableau 2-11 : Charge permanente du plancher corps creux.
Tableau 2-12 : Charge permanente du plancher corps creux.
Tableau 2-13 : Charge permanente du plancher dalle pleine (ep=14 cm).
Tableau 2-14 : Charge d'exploitation.
Tableau 2-15 : Effort normal.
Tableau 2-16 : vérification de dimension de 2eme type des poteaux.
Tableau 2-17 : Prédimensionnement de 2eme type des poteaux.
Tableau 2-18 : vérification de dimension de 2eme type des poteaux.
Tableau 2-19 : Prédimensionnement de 3eme type des poteaux.
Tableau 2-20 : vérification de dimension de 3eme type des poteaux.
Tableau 2-21 : Prédimensionnement de 5eme type des poteaux.
Tableau 2-22 : vérification de dimension de 4eme type des poteaux.
Tableau 2-23 : récapitulation de dimension des poteaux.
Tableau 2-24 : Vérification vis-à-vis du RPA99 version 2003.
Tableau 2-25 : Les raideurs des barres.
Tableau 2-26 : dimensions des voiles.
Tableau 2.26 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.
Tableau 2.27 : Poids propre de la paillasse de l'escalier (1ier et 2eme type).
Tableau 3-1 : les charges de la poutrelle avant collage.
Tableau 3-2 : Calcul des moments.
Tableau 3-3 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.
Tableau 3.5 : les sollicitations sur les poutrelles de six travées axe A.
Tableau 3.6 : les sollicitations sur les poutrelles de dix travées (axe G).
Tableau 3.7 : les sollicitations sur les poutrelles a six travées (axe A).
Tableau 3.8 : les sollicitations sur les poutrelles.
Tableau 3.9 : les sollicitations sur les poutrelles.
Tableau 3.10 : les sollicitations sur les poutrelles.
Tableau 3.11 : les sollicitations sur les poutrelles.
Tableau 3.12 : les sollicitations sur les poutrelles.
Tableau 3.13: Récapitulations des efforts.
Tab 3.16 Les données de ferraillage.
Tab. 3.17 : Calcul des sections de la dalle pleine.

Tab. 3.18 : Vérification de la contrainte normale à l'E.L.S.
Tab. 3.19 : Vérification au cisaillement.
Tableau 3.20 : vérification de la flèche.
Tableau III.22 : Caractéristique géométrique.
Tableau III.21 : Caractéristique géométrique.
Tableau IV.1. Caractéristique géométrique de bloc.
Tableau 4.2.Le comportement des dix premiers modes.
Tableau 4-3 : Caractéristique géométrique de la structure.
Tableau 4.4 : Le comportement des dix premiers modes.
Tableau 4.5 : Le comportement des dix premiers modes.
Tableau 4.7 : Le comportement des dix premiers modes.
Tableau 4.8 : Le comportement des trois premiers modes.
Tableau 4.9 : Facteur de qualité.
Tableau 4.10 : La force sismique V.
Tableau IV-11-Comportement des dix premiers modes.
Tableau IV-12-vérification de l'effet de torsion.
Tableau 4.13 : vérification des résultantes des efforts sismiques.
Tableau IV-14-Forces sismiques selon la hauteur.
Tableau 4.15.calcul du moment de renversement.
Tableau 4.16.Calcul du moment stabilisant.
Tableau 4.17.Vérification des déplacements inter-étage.
Tableau 4.18.Vérification l'effet P-Δ.
Tableau : V-1 : la contrainte tangentielle admissible.
Tableau .V.2 : Sollicitations des poutres de rive (40x60).
Tableau .V.3 Sollicitations des poutres intermédiaire (40×60).
Tableau .V.4 Ferraillage des poutres 40x60 poutres de rive.
Tableau .V.5 Vérification des contraintes normales à L'ELS.
Tableau .V.6 Vérification des contraintes normales à L'ELS.
Tableau .V.7 : Récapitulation de ferraillage de la poutre 40-60 de rive.
Tableau V-8- Justification des poutres (40×60) sous sollicitation des efforts tranchants.
Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales.
Tableau .V.10 : Ferraillage des poutres de section40×60 poutre intermédiaire.
Tableau .V.11 : Vérification des contraintes normales à L'ELS.
Tableau .V.12 : Vérification des contraintes normales à L'ELS.
Tableau V-13 : sollicitation de la poutre intermédiaire du RDC et de 1^{ier} étage.
Tableau .V.14 : Ferraillage de poutre intermédiaire.
Tableau .V.15 : Vérification des contraintes normales à L'ELS.
Tableau .V.16 : Vérification des contraintes normales à L'ELS.
Tableau .V.17 : Récapitulation de ferraillage.
Tableau V-18- Justification des poutres (40x60) sous sollicitation des efforts tranchants.
Tableau V.19 : Calcul des armatures transversales.
Tab .V.19 : Sollicitations des poutres (50x140).
Tab .V.22 Vérification des contraintes normales à L'ELS.
Tab .V.23 : Récapitulation de ferraillage de la poutre 50x140.
Tableau V-24- Justification des poutres (50x140) sous sollicitation des efforts tranchants.
Tableau V.25 : Calcul des armatures transversales.
Tableau .V.26 : Sollicitations des poutres de rive (30x50).
Tableau .V.27 : Sollicitations des poutres intermédiaire (30x50).
Tableau .V.28 : Ferraillage des poutres de section 30x50 (de rive).
Tableau .V.29 Vérification des contraintes normales à L'ELS.

Tableau V-30- Justification des poutres (30x50) sous sollicitation des efforts tranchants.
Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales.
Tableau .V.32 : Ferraillage des poutres de section 30x50 (intermédiaire).
Tableau .V.33 : Vérification des contraintes normales à L'ELS.
Tableau .V.34 : Récapitulation de ferraillage de la poutre 30-50 d'intermédiaire.
Tableau V-35- Justification des poutres (30x50) sous sollicitation des efforts tranchants.
Tableau V.36: Calcul des armatures transversales.
Tableau V.37 : Sollicitation de poutre incliné 30x50.
Tableau V.38 : Récapitulation des sollicitations de poutre inclinées 30x50.
Tableau -V-39 : calcul de ferraillage de la poutre inclinée.
Tableau V-40 : vérification de l'effort normal a L'ELS.
Tableau V-41 : vérification de l'effort normal a L'ELS.
Tableau V.42 : Calcul des armatures transversales.
Tableau : V-43 : caractéristique des poteaux de rive.
Tableau : V-44 : vérification des contraintes normale à l'ELS.
Tableau V-45 : Vérification de ferraillage avec la recommandation de RPA version 2003 et de CBA 1991.
Tableau : V-46 : caractéristique des poteaux.
Tableau : V-47 : de contrainte normale à l'ELS.
Tableau –V-48 : Vérification de ferraillage avec la recommandation de RPA version 2003 et de CBA 93.
Tableau : V-49 : caractéristique des poteaux.
Tableau : V-50 : de contrainte normale à l'ELS.
Tableau -V-51 : Vérification de ferraillage avec la recommandation de RPA version 2003 et de CBA 93.
Figure V-4 : distribution des contraintes dans les voiles.
Tableau V-52 : calcul de ferraillage vertical des voiles 1.
Tableau V-53 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement.
Tableau V-54 : Vérification des voiles à l'effort tranchant.
Tableau V-55 : calcul de l'espacement de ferraillage horizontal.
Tableau V-56 : calcul de ferraillage vertical des voiles 2.
Tableau V-57 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement.
Tableau V-58 : Vérification des voiles à l'effort tranchant.
Tableau V-59 : calcul de l'espacement de ferraillage horizontal.
Tableau V-60 : calcul de ferraillage vertical des voiles 2.
Tableau V-61: Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement.
Tableau V-62 : Vérification des voiles à l'effort tranchant.
Tableau V-63 : calcul de l'espacement de ferraillage horizontal.
Tableau VII.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.
Tableau VII-2 : détermination de dimension des semelles type 1.
Tableau VII-3 : détermination de dimension des semelles type 2.
Tableau VI-4 : détermination de dimension des semelles type 3.
Tableaux VII-5 : vérification de chevauchement entre les semelles isolées suivant la direction X.
Tableaux VII-6 : vérification de chevauchement entre les semelles isolées suivant la direction Y.
Tableau VII-7 : récapitulation de caractéristique de semelle 1.
Tableau VII-8- Récapitulation de sollicitation de la semelle de type 2.
Tableau VII-9- détermination de caractéristique de la semelle de type 2.

Tableau : VII-10 : calcul ferraillage de la semelle type 2.
Tableau : VII-11 : chois de ferraillage de la semelle type 2.
Tableau VII-12 : récapitulation de sollicitation de semelle de type 3.
Tableau : VII-13 : détermination de caractéristique de la semelle de type.
Tableau VII-14 : calcul ferraillage de la semelle type 3.
Tableau : VII-15 : chois de ferraillage de la semelle type 2.
Tableau VII.16 : Sollicitation des semelles.
Tableaux VII-17: dimension de semelle filante.
Tableaux VII-18: vérification de chevauchement de semelle filante.
Tableaux VII-19: vérification de chevauchement de semelle filante.
Tableau VII .20. Méthode de calcul de ferraillage.
Tableau VII-21 : calcul de ferraillage de semelle filante sous voiles.
Tableau VII-22 : chois de ferraillage de semelle filante sous voiles.
Tableaux VII-23: vérification de la stabilité au renversement de semelle filante.

bloc B

Tableau. I.1 : Tableau des contraintes limites de cisaillement
Tableau. I.2 : Limite d'élasticité d'acier
Tableau II-1 : pré dimensionnement de dalle pleine
Tableau II-2 : la flèche limite de la dalle pleine
Tableau II-3: poids propre supportée par la dalle pleine
Tableau II-4 : pré dimensionnement de plancher corps creux :
Tableau II-5: Pré dimensionnement des poutres.
Tableau II-6 : vérification de la flèche plancher Terrace :
Tableau II-7 : vérification de la flèche planché courant :
Tableau II-8 : dimension des poutres.
Tableau II-9 : Charge permanent du mur simple cloison
Tableau II-10 : Charge permanente du mur double cloison
Tableau II-11 : Charge permanente du plancher corps creux
Tableau II-12: Charge permanente du plancher Terrace dalle pleine.
Tableau II-13 : Charge permanente du plancher corps creux.
Tableau II-14 : Charge permanente du plancher dalle pleine
Tableau II-15 : Charge d'exploitation :
Tableau II-16 : Prédimensionnement de 2eme type des poteaux:
Tableau II-17 : vérification de dimension de 1ier type des poteaux (bloc B)
Tableau II-18 : Prédimensionnement de 3eme type des poteaux (bloc B) :
Tableau II-19 : vérification de dimension de 3ier type des poteaux :
Tableau II-20 : section des poteaux :
Tableau II-21 : Vérification vis-à-vis du RPA99 version 2003
Tableau II-22: dimensions des voiles
Tableau II-23: Poids propre du palier de repos de l'escalier
Tableau II-24 : Poids propre de la paillasse de l'escalier
Tableau III-1 : les charges de la poutrelle avant collage :
Tableau III-2 : Calcul des moments :
Tableau III-3 : Actions de calcul des poutrelles après coulage :
Tableau III-4 : calcul des sollicitations par la méthode Caquot:
Tableau III-5 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées
Tableau III-6: Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELU)

Tableau III-7 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELU)
Tableau III-8 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELU)
Tableau III-9 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELU)
Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à une seule travée (ELS)
Tableau III-11 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à une seule travée (ELS)
Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELS)
Tableau III-13 : Récapitulations des efforts :
Tableau. III.14 : Travail externe :
Tableau.III.15 : Travail interne
Tableau. III.16 : Les données de ferraillage
Tableau. III.17 : Calcul des sections de la dalle pleine
Tableau. III.18 : Vérification à l'E.L.S :
Tableau.III.19 : Vérification au cisaillement
Tableau. III-20 : Vérifications préliminaires de la flèche :
Tableau.III.21 : Evaluation de la charge permanente
Tableau. III.22 : Les charges concentrées :
Tableau. III.23 : Détermination des chargements de la dalle
Tableau. III.24 : Résultants de ferraillage en travée (sens Lx)
Tableau. III.25 : Résultants de ferraillage en travée (sens Ly)
Tableau. III.26 : Résultants de ferraillage en appuis (sens Lx)
Tableau. III.27 : Résultants de ferraillage en appuis (sens Ly)
Tableau.III.28 : Vérification des contrainte de la dalle en travée et aux appuis
Tableau. III.29 : caractéristique géométrique :
Tableau IV-1 : démentions et excentricité accidentelle de la structure :
Tableau IV.2.Le comportement des dix premiers modes :
Tableau 4-3 : Caractéristique géométrique de la structure :
Tableau 4-4 : vérification de l'effet de torsion :
Tableau 4-5 : Caractéristique géométrique de la structure :
Tableau 4.6 : Le comportement des dix premiers modes :
Tableau 4.7 : Le comportement des trois premiers modes :
Tableau 4.8 : facteur de qualité :
Tableau IV-9- : calcul de la force sismique :
Tableau 4.10 : vérification de participation massique :
Tableau IV-11: vérification de l'effet de torsion :
Tableau IV-12: vérification des efforts sismiques :
Tableau IV-13: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :
Tableau IV.14.calcul du moment de renversement :
Tableau IV.15.calcul du moment stabilisant :
Tableau IV.16.Vérification des déplacements inter-étage
Tableau IV.17.Vérification l'effet P-Δ
Tableau. V-1 : Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants
Tableau. V.2 : moment des poutres secondaires de rive (40*60).
Tableau. V.3: moment des poutres secondaires intermédiaire (40*60) :
Tableau. V.4: moment des poutres secondaires 30x50 :
Tableau. V.5 : moment des poutres secondaires 30x30 :
Tableau. V.6 : Ferraillage des poutres principales 40x60 poutres de rive.
Tableau. V-7: vérification de l'effort normal a L'ELS :
Tableau. V-8 : refaire l ferraillage à L'ELS :
Tableau. V-9 : Récapitulation de ferraillage :

Tableau. V-10- Justification des poutres (40*60) de rive sous sollicitation des efforts tranchants
Tableau. V.11 : Calcul des armatures transversales.
Tableau. V.12 : Ferraillage des poutres secondaire de section40x60 poutre ntermédiaire
Tableau. V-13 : vérification de l'effort normal a L'ELS :
Tableau. V-14 : ferraillage a L'ELS
Tableau. V-15 : Récapitulation de ferraillage de la poutre 40-60 intermédiaire.
Tableau. V-16- Justification des poutres (40*60) intermédiaire sous sollicitation des efforts tranchants
Tableau. V.17 : Calcul des armatures transversales :
Tableau. V.18 : Ferraillage des poutres principales 30x30 :
Tableau. V-19- : vérification de l'effort normal a L'ELS :
Tableau. V-20- Justification des poutres (30x30) sous sollicitation des efforts tranchants
Tableau. V.21 : Calcul des armatures transversales :
Tableau. V.22 : Ferraillage des poutres principales 30x50 :
Tableau. V-23- : vérification de l'effort normal a L'ELS :
Tableau. V-24- : vérification de l'effort normal a L'ELS :
Tableau. V-25 : Récapitulation de ferraillage de poutre 30x50 :
Tableau. V-25- Justification des poutres (30*50) sous sollicitation des efforts tranchants
Tableau. V.26 : Calcul des armatures transversales :
Tableau. V-27 : caractéristique des poteaux de rive :
Tableau. V-28 : vérification des contraintes à l'ELS dans les poteaux de rive :
Tableau. V-29: Vérification de ferraillage transversal avec la recommandation de RPA version 2003 et de CBA 1991.
Tableau : V-30 : ferraillage des poteaux intermédiaire :
Tableau : V-31 : Vérification de contrainte normales à l'ELS des poteaux de rive :
Tableau : V-32 : Vérification de ferraillage avec la recommandation de RPA version 2003 et de CBA 1991.
Tableau V-34 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :
Tableau V-35 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :
Tableau V-36 : calcul d'espacement horizontal :
Tableau V-37 : calcul de ferraillage vertical des voiles 2.
Tableau V-38 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :
Tableau V-39 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :
Tableau V-40 : calcul de ferraillage horizontal :
Tableau V-41 : calcul de ferraillage vertical des voiles 3.
Tableau V-42 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :
Tableau V-43 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :
Tableau V-44 : calcul de ferraillage horizontal :
Tableau V-46 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :
Tableau V-47 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :
Tableau V-48 : calcul de ferraillage horizontal :
Tableau V-50 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :
Tableau V-51: Vérification des voiles à l'effort tranchant :
Tableau V-52: calcul de ferraillage horizontal :
Tableau V-54 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :
Tableau V-55 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :
Tableau V-56: calcul de ferraillage horizontal :
Tableau VI.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées
Tableau VI-2 : détermination de sollicitation des semelles isolées de la file B :

Tableau VI-3 : détermination de sollicitation des semelles isolées de la file C :
Tableaux VI-4 : Dimensionnement des semelles isolées de la file C :
Tableaux VI-5 : Dimensionnement des semelles isolées de la file B :
Tableau VI-6 : Vérification de chevauchement entre les semelles de file B :
Tableau VI-7 : Vérification de chevauchement entre les semelles de files C :
Tableau.VI-8 : Vérification de chevauchement entre les semelles de file B et les semelles de files C :
Tableau VI-9 : récapitulation de caractéristique de semelle 1
Tableau VI.10 : dimensionnement de semelle filante sous deux poteaux :
Tableau VI-11 : Vérification de chevauchement entre les semelles
Tableau VI-12 : Vérification de chevauchement entre les semelles
Tableau VI.13 : dimensionnement de semelle filante croisée sous deux poteaux :
Tableau VI-4 : Vérification de chevauchement entre les semelles
Tableau VI-15 : récapitulation des sollicitations :
Tableau VI-16 : sollicitation des semelles filantes sous voiles :
Tableaux VI-17 : dimensionnement de semelle filante.
Tableaux VI-18 : Vérification de chevauchement de semelle filante.
Tableau VI-20 : calcul de ferraillage de semelle filante sous voiles :
Tableaux VI-21 : calcul de ferraillage de semelle filante sous voiles :
Tableau : VI-22 : ferraillage de la semelle filante :
Tableau : VI-23 : Vérification des longueurs de scellement
Tableau : VI-24 : Vérification de la stabilité au renversement

Liste des figures

bloc A

Fig.1 Plan de masse.
Fig.2 Façades principale.
Fig.3Façades Latéral gauche.
Figure I-1 : façade principale.
Figure I-2 : façade principale.
Fig. I.3 : Vue en plan du RDC .
Fig. I.4 : Vue en plan étage courant (niveau 1 et 2).
Fig. I.5 : Vue en plan étage courant (niveau 3 et 4).
Fig. II.1 : Position de dalle pleine la plus sollicitée.
Figure II-2 : coupe de plancher.
Figure II-3 : coffrage plancher (RDC+1^{ier} étage).
Figure II-4 : coffrage plancher (étage 2+ 3+4).
Figure II-5 : Dimensionnement de la poutre principale I.
Figure II-6: Dimensionnement de la poutre principale II.
Figure II-7 : Dimensionnement de la poutre sens non porteur.
Figure II-8 : section réduite de poteau.
***Figure II-10 : vue en plan du* 1^{ier} type de Poteau.**
***Figure II-12 : vue en plan du* de 2eme type de Poteau.**
***Figure II-13 : vue en plan du* de 3eme type de Poteau.**
***Figure II-14 : vue en plan du* de 5eme type de Poteau.**
Figure II-15 : *les poutres principales.*
Figure II-16 : *Les poutres secondaires.*
Figure II-17 : *les poutres principales.*
Figure II-18 : vue en plan de voile.
Fig. II.19 : Vue escalier et définition des composants.
Fig. II.20 : Vue 3D escalier.
Figure III-1 : L'acrotère.
Figure III.2 : L'acrotère.
Figure III.5: schéma statique des poutrelles.
Figure III.6: Diagramme des moments (kN.m) (axe A).
Figure III.7: Diagramme des efforts tranchant (kn) axe A.
Figure III.8: Diagramme des moments (kN.m) (axe G).
Figure III.9: Diagramme des efforts tranchant (kn) (axe G).
Figure III.10: Diagramme des moments axe A.
Figure III.11: Diagramme des efforts tranchant axe A.
Figure III.12: Diagramme des moments axe G.
Figure III.13: Diagramme des efforts tranchant axe G.
Figure III.14: Diagramme des moments axe A.
Figure III.15: Diagramme des moments axe A.
Figure III.16: Diagramme des moments axe A.
Figure III.17: Diagramme des moments axe G.
Fig.III.18 Calcul d'une section en T.
Figure III.19 : ferraillage des poutrelles.

Fig. III.20: Ferraillage dalle pleine
Figure III.21 : Schéma de dalle pleine.
Figure III.22 : Schéma des moments.
Fig.III.23 Schéma du travail externe.
Fig.III.24 Schéma du travail interne.
Figure II-24 : vue en plan de l'escalier.
Fig.III.25 Vue de la volée 1 et schématisation des charges (ELU).
Fig.III.25 : Diagramme Des moments à l'ELU.
Fig.III.27 : Diagramme Des moments à l'ELS.
Figure III-27: ferraillage du 1^{ier} volée.
Figure III-28: schème du 2eme volée.
Fig.III.29 schématisation des charges (ELU).
Fig.III.30 schématisation des charges (ELS).
Fig.III.31 : Diagramme Des moments à l'ELU.
Fig.III.32 : Diagramme Des moments à l'ELS .
Figure III-33 : ferraillage de la 2eme volée.
Fig.III.32 : Diagramme Des moments à l'ELU.
Fig.III.33 : Diagramme des moments à l'ELS.
Fig. IV.2 : Organigramme de conception.
Fig. IV.3 : Spectre de réponse.
Fig. IV.4 : structure auto-stable.
Figure IV-5 : 1^{ier} disposition des voiles.
Figure IV-6 : 2eme disposition des voiles.
Figure IV-7 : 3eme disposition des voiles.
Figure V-8 : comportement de 1^{ier} mode.
Figure V-9 : comportement de 2eme mode.
Figure V-10 : comportement de 3eme mode.
Fig. IV.11 : Répartition de l'effort sismique dans les étages.
Figure VI.13 **: L'effet P- Delta.**
Figure V-1 : sollicitation aux appuis.
Fig. V.2 : Organigramme1.
Fig. V.3 : Organigramme2.
Figure V-4 : distribution des contraintes dans les voiles.
Figure V -5 : disposition des voiles.
Figure VII.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés.
Figure VII-2 : proposition des semelles.
Figure VII.3.Schéma d'une semelle filante sous voile.

bloc B

Fig. I-1- : façade principale
Fig. I.2 : Vue en plan du Sous-sol
Fig. I.3 : Vue en plan du RDC
Fig. I.4 : Vue en plan de l'étage courant (niveau +3.4 à +13.6)
Fig. I.5 : Vue en plan étage courant (+14 à+ 27.2)
Fig. II.1: Position de dalle la plus sollicitée bloc B
Fig. II-2: coupe du plancher corps creux
Fig. II-3 : coffrage plancher (+3.4 à + 30.6)

Fig. II-4 : coffrage plancher
Fig. II-5: Dimensionnement de la poutre sens porteur.
Fig. II-6: partie de plan de coffrage du plancher axe (8et 9)
Fig. II-7: section réduite de poteau
Fig. II-8: vue en plan du de 1eme type de Poteau (axe 8 file A)
Fig. II-9: vue en plan du de 3eme type de Poteau
Fig. II-10: les poutres principales I
Fig. II-11: les poutres principales II
Fig. II-12: les poutres secondaires I et II
Fig. II-13 : vue en plan de voile
Fig. II.14 : Vue escalier et définition des composants
Fig. II.15 : Escalier d'une seule volée.
Fig. III.2 : dimension de L'acrotère
Fig. III.3 : schémas de l'acrotère
Fig. III.4 Détail d'un treillis soudé
Fig. III.5 : coffrage plancher
Fig.III.6 : diagramme du moment
Fig.III.7 : diagramme de l'effort tranchant
Fig.III.8 : diagramme du moment
Fig.III.9 : diagramme de l'effort tranchant
Fig.III.10 : diagramme du moment
Fig.III.11 : diagramme de l'effort tranchant
Fig.III.12 : diagramme du moment
Fig.III.13 : diagramme de l'effort tranchant
Fig.III.14 : diagramme du moment de poutrelle
Fig.III.15 : diagramme du moment de poutrelle
Fig.III.16 : diagramme du moment de poutrelle
Fig.III.17 : diagramme du moment de poutrelle
Fig.III.18 : Calcul d'une section en T
Fig.III.19 : ferraillage des poutrelles
Fig. III.20 : Ferraillage dalle pleine
Fig. III.21 : schéma de dalle pleine
Fig. III.22 : schéma statique de sollicitation
Fig. III.23 : schéma statique des travaux externe.
Fig.III.24 : Système à traction classique
Fig. III.25 : Schéma représentatif de l'ascenseur
Fig. III.26 : Dimensions de la dalle machine
Fig. III.27: Différentes charges agissantes sur la dalle
Fig. III.28 : poinçonnement
Fig.III.29 : Vue de la volée
Fig.III.30 : schéma statique de la sollicitation de l'escalier.
Fig.III.31 : schéma statique de la sollicitation de l'escalier
Fig.III.32 : diagramme des moments (ELU)
Fig.III.33 : diagramme des moments (ELS)
Fig. III.34 : ferraillage de l'escalier.
Fig. VI.1: les équations couplées du mouvement.
Fig. IV-2 : organigramme de méthode dynamique.
Fig. IV-3 -Spectre de réponse

Fig. IV-4 : structure autostrade.
Fig. IV-5 : 1ier disposition des voiles.
Fig. IV-6 : 2eme disposition des voiles
Fig. IV-7 : 1ier mode
Fig. IV-8 : 2eme mode
Fig. IV-9 : 3eme mode
Fig. IV-10 : répartition de l'effort sismique dans les étages
Fig. IV-11: l'effet P-Δ
Fig. V-1 : coupe de ferraillage de poutre de s/sol.
Fig. V-2 : coupe de ferraillage de poutre de RDC
Fig. V-3: coupe de ferraillage de poutre des étages 1,2 et 3
Fig. V-4 : coupe de ferraillage de poutre des étages 4,5 et 6.
Fig. V-5 : coupe de ferraillage de poutre d'étage 7
Fig. V-6 : coupe en plans de ferraillage de poutre de S.SOL
Fig. V-7 : coupe en plans de ferraillage de poutre des étages RDC à 6.
Fig. V-8 : coupe en plans de ferraillage de poutre de étage 7.
Fig. V-9 : coupe de ferraillage de poutre 30x30.
Fig. V-10 : coupe de ferraillage de poutre des étages s/sol à 6.
Fig. V-11 : coupe de ferraillage de poutre d'étage 7.
Fig. V-15 /coupe de ferraillage des poteaux.
Fig. V-1 : distribution des contraintes dans les voiles
Fig. V-2 : position du voile 1
Fig. V-3 : position du voile 2
Fig. V-4 : position du voile 3.
Fig. V-4 : position du voile 3
Fig. .V.5: Voile avec deux ouvertures (2 portes)
Fig. V.5: Les caractéristiques géométriques des voiles avec fenêtre
Fig. V.1 Pressions sur le voile périphérique
Fig. VI.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés
Fig. VI-2 : système des fondations proposées
Fig. VI.3.schémas d'une Semelle filante sous poteaux
Fig. VI-4 : système de la fondation « 2 ».
Fig. VI-5 : système des fondations « 3 »
Fig. VI.6.Schéma d'une semelle filante sous voile

INTRODUCTION GENERAL

Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique **:**

Grâce a leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont reparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

C'est dans le contexte que nous proposons d'étudier un bâtiment R+6 contreventé par des voiles

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « règlement parasismique algérien **RPA2003** ».

Les bâtis sont l'un des besoins humain indispensable qu'il existe depuis l'apparaissions de l'être humain qu'il a cherché toujours d'amélioré son entourage.

Inspiré par la nature, ce dernier a réussi de survivre dans les défirent défaits de sa planète (séismes, inondation, sécheresses …).

Depuis plusieurs siècles l'habitat a développé d'une façon phénoménal dirigé par des lois et critères définie par nos besoins de vie.

Dans nos jours, les bâtis deviennent un art mixé par la science qui nous fait toujours plaisir de découvrir ces nouvelles.

L'un de ces derniers, notre projet qu'il est d'un tel sort ou d'autre un art et science.

Présentation du projet :

Notre projet est un établissement constitué de deux blocs :

Bloc A :

Comme il existe dans tous les établissements scolaires, ce bloc est constitué de deux auditoriums superposé et de deux bibliothèques avec ces salles de lecture.

Bloc B :

Ce bloc est occupé par l'administration, constitué par plusieurs bureaux avec un parking au sous-sol

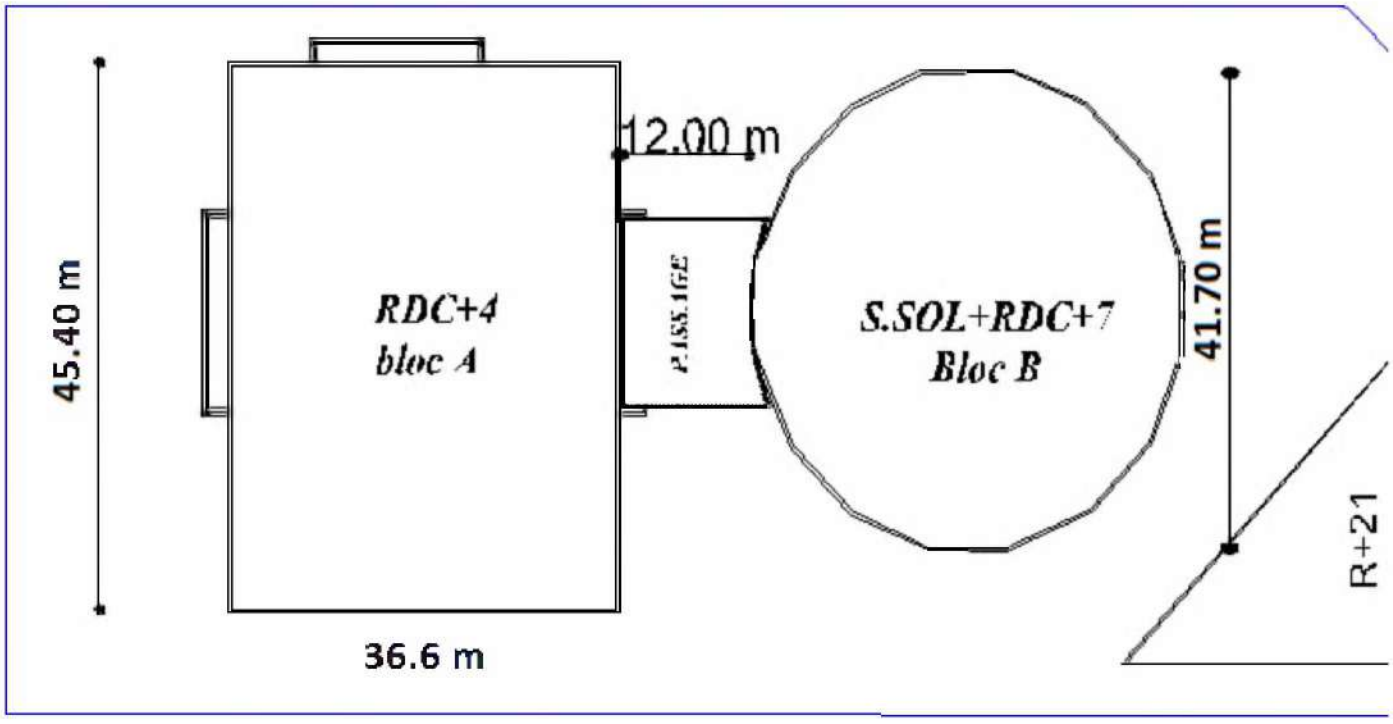


Fig.1 Plan de masse

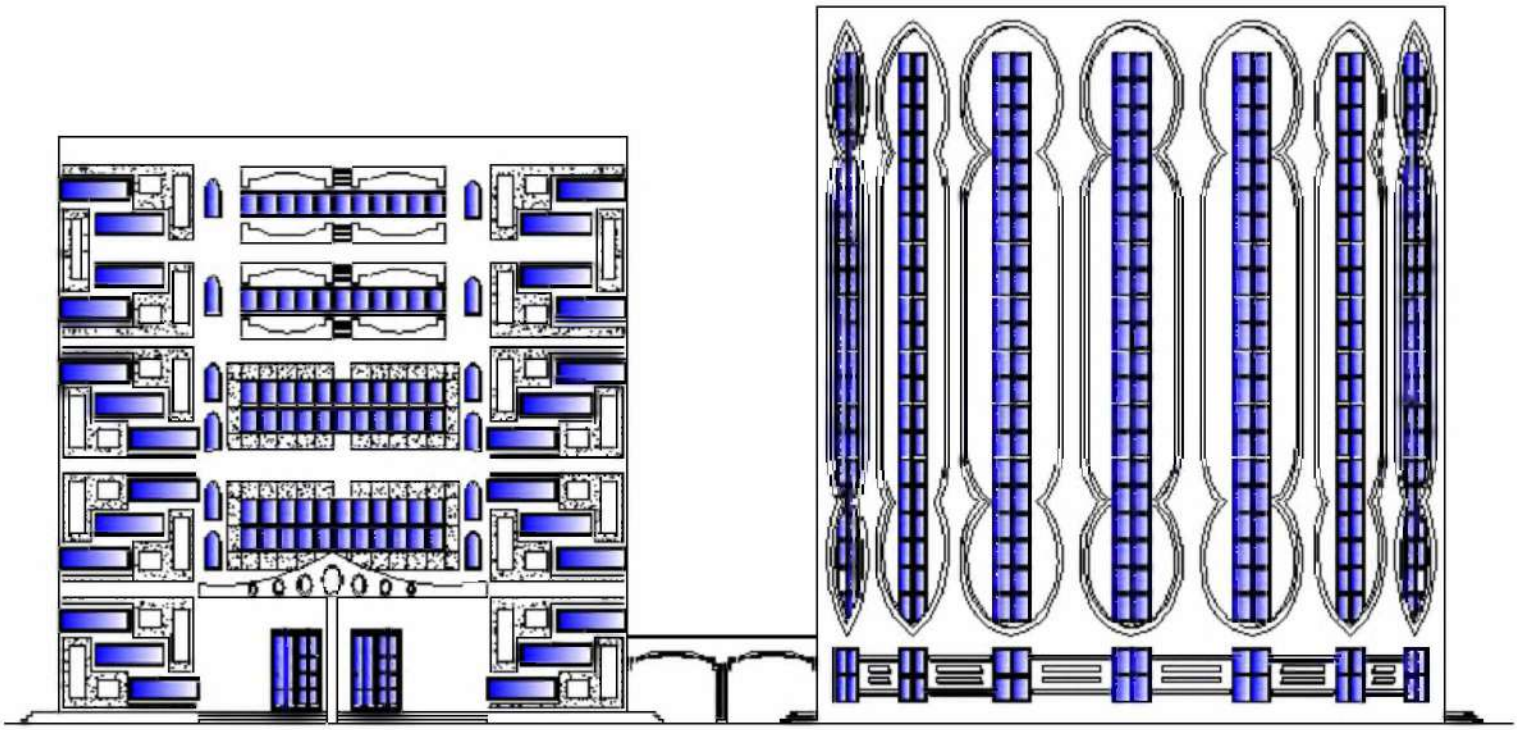


Fig.2 Façades principale

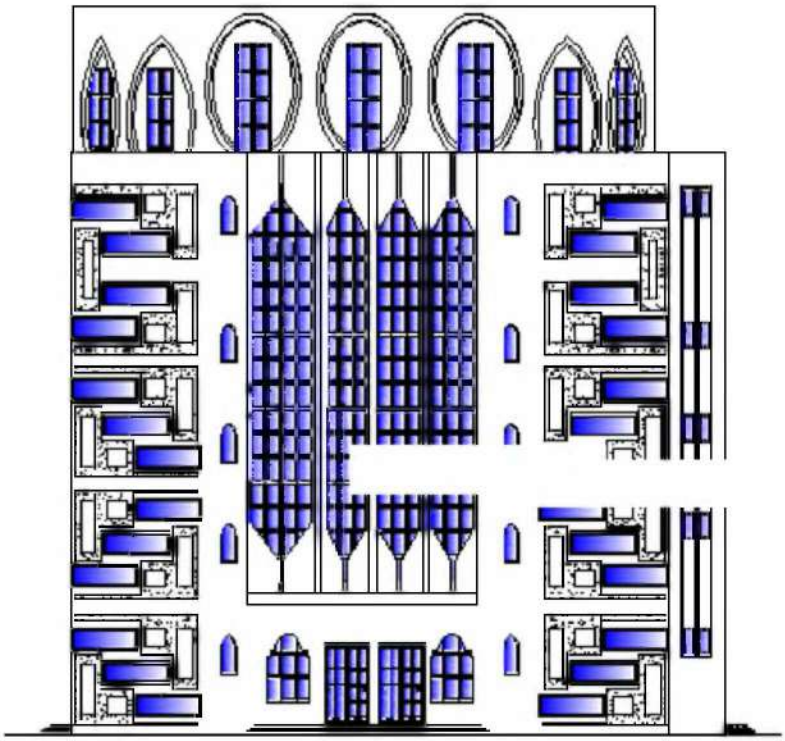
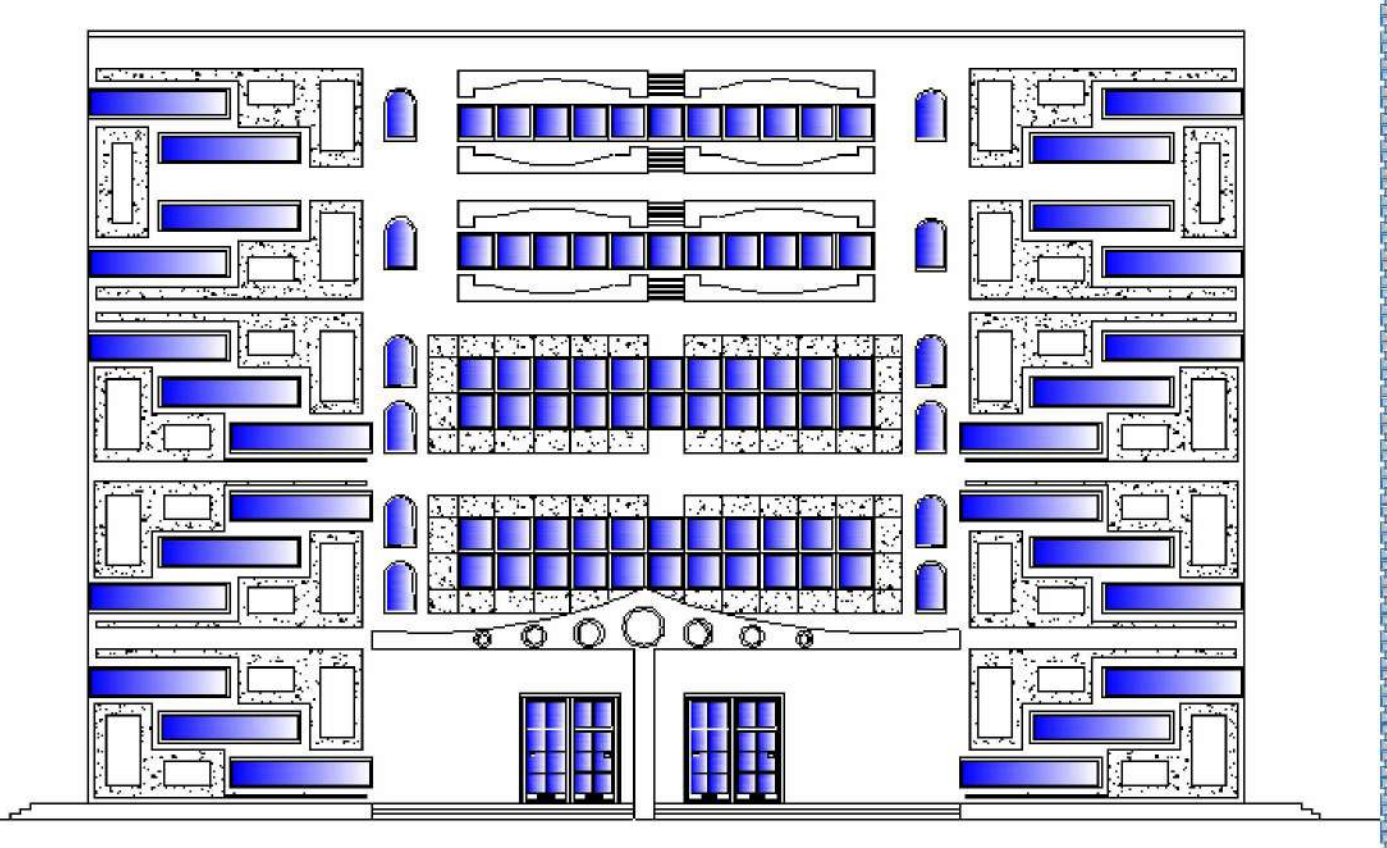


Fig.3Façades Latéral gauche

BLOC A

R+4



Chapitre 1

Presentation du Projet

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction

Notre projet consiste à étudier un bloc éducatif, en RDC+4.

Le bloc est unouvrage qui appartientà la catégorie ouvrage abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes, classé par les règles***RPA99v2003*** selon l'article 3.2 comme ***ouvrage de grande importance*** appartenant au groupe ***1B***.

Il est implanté à la région nommée dans la commune de TIARET. Appartenant à la zone sismique ***I,*** de faible sismicité, sur un sol meuble de classe ***S3,***

Notre structureest représentée dans la figureI.1suivante :

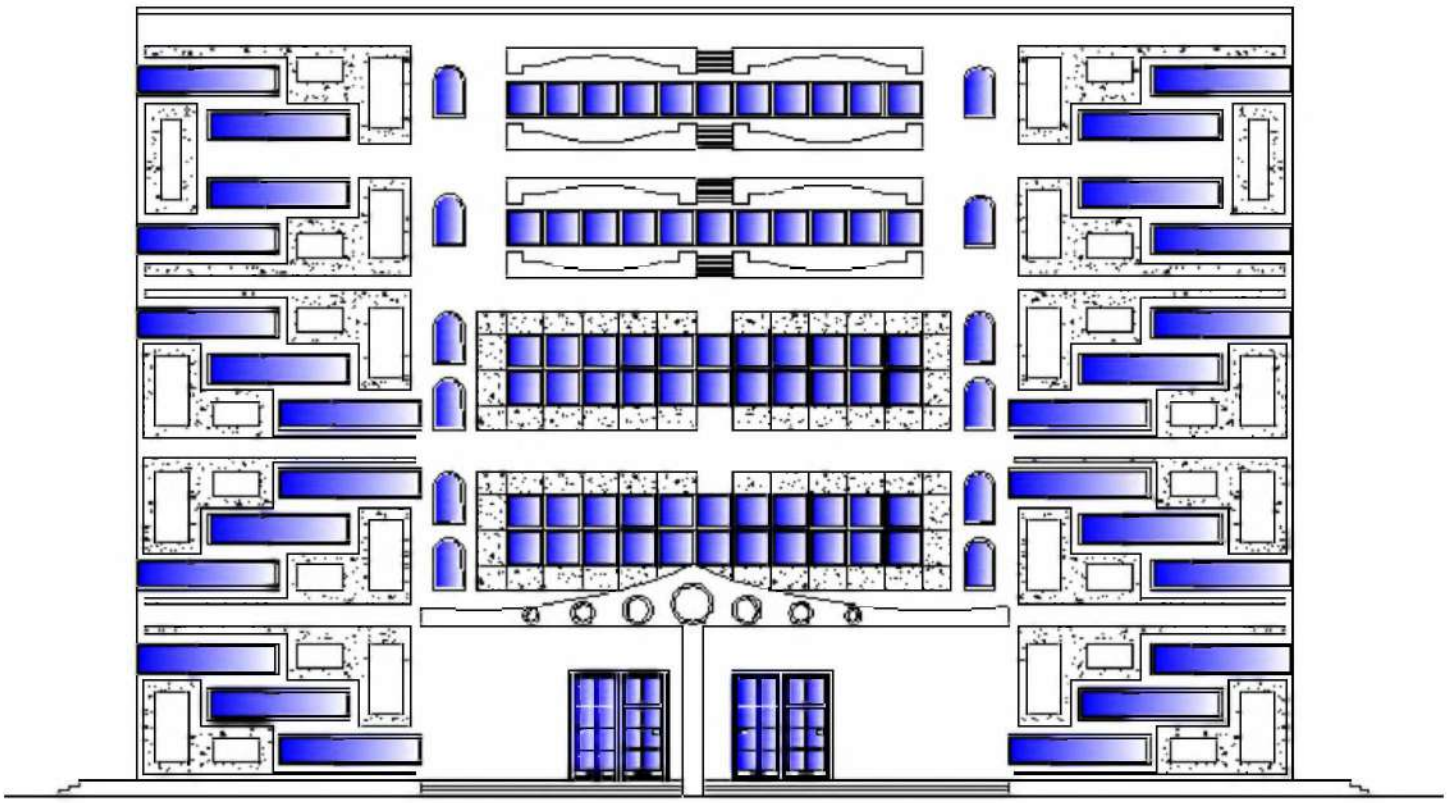


Figure I-1 : façade principale

I.2 Caractéristiques géométriques de la structure

- Dimensions en élévation : les dimensions en élévation seront présente dans la coupe du bloc en figure I-

- **Dimensions en élévation:**

  Les dimensions en élévation sont présentes dans la figure suivante :

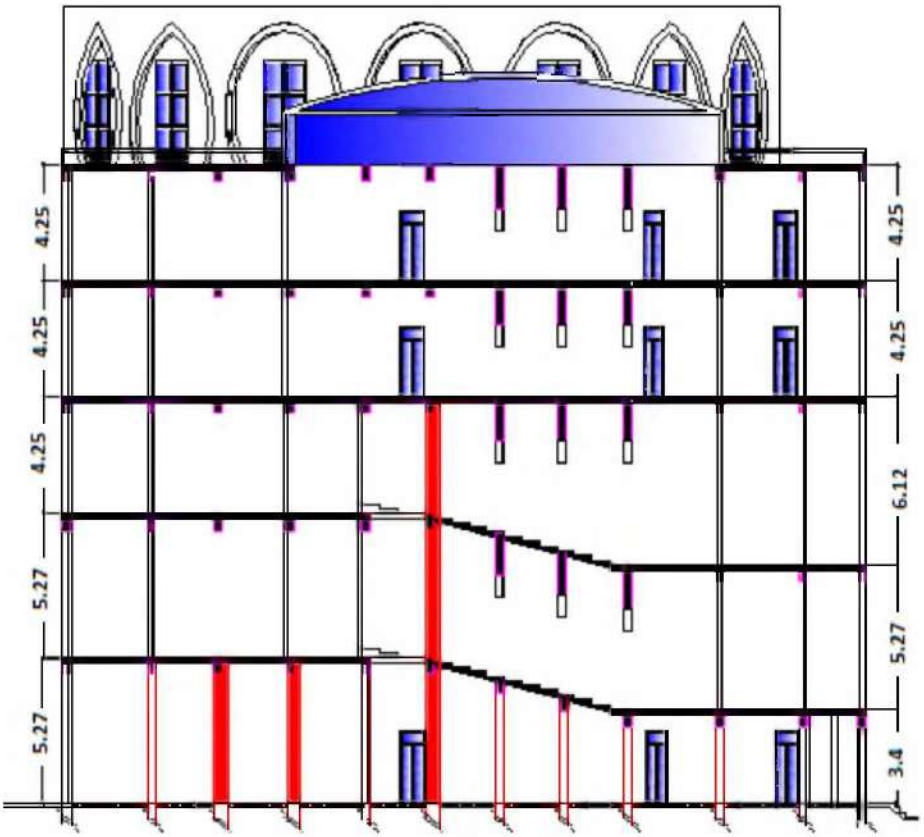


Figure I-2 : façade principale

- **Dimensions en plan :**

le sous- sol, le RDC et le 1er niveau ont la forme géométrique illustrée dans les figures. I.2 et I.3 et I.4 suivantes :

- Lx=45.10 m.
- Ly=36 m.

De forme rectangulaire, le RDC illustrée dans la figure. I-3

Le premier étage et le deuxièmesontdes auditoriums comme dans la figure I.4

De même forme précédentes, le troisième et le quatrième étage sont des salles de bibliothèques comme dans la figure I.5

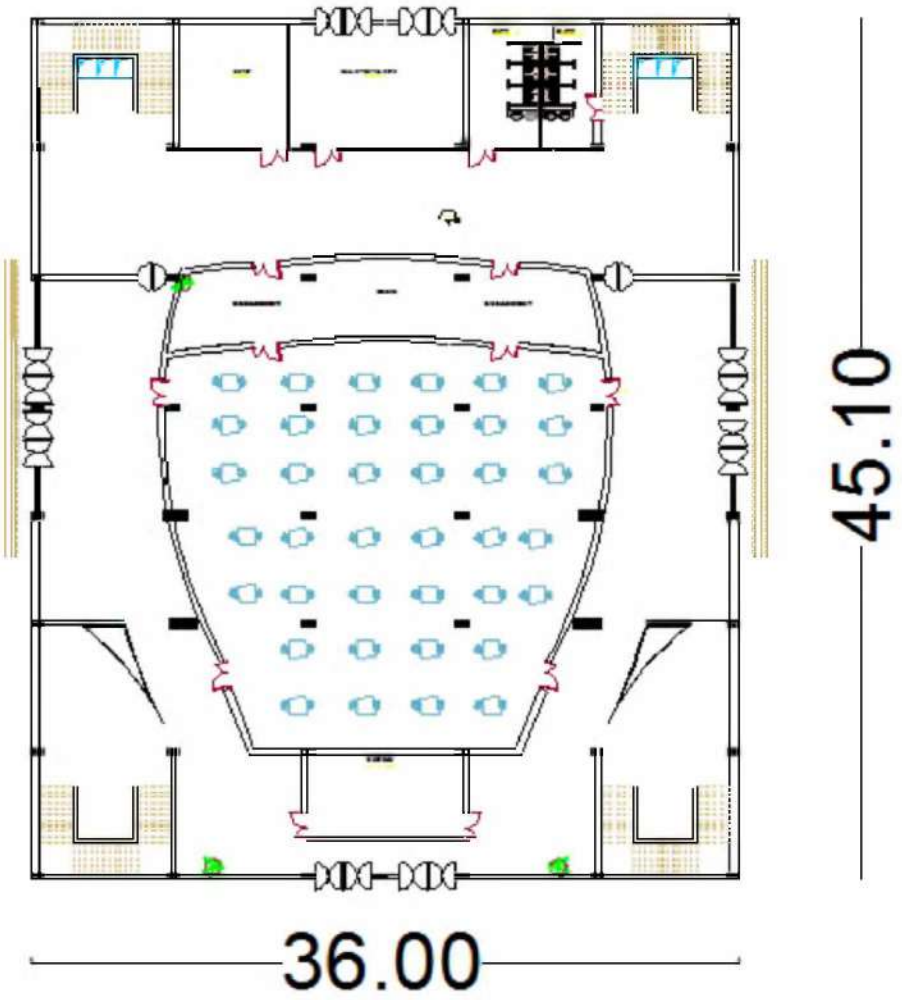


Fig. I.3 : Vue en plan du RDC

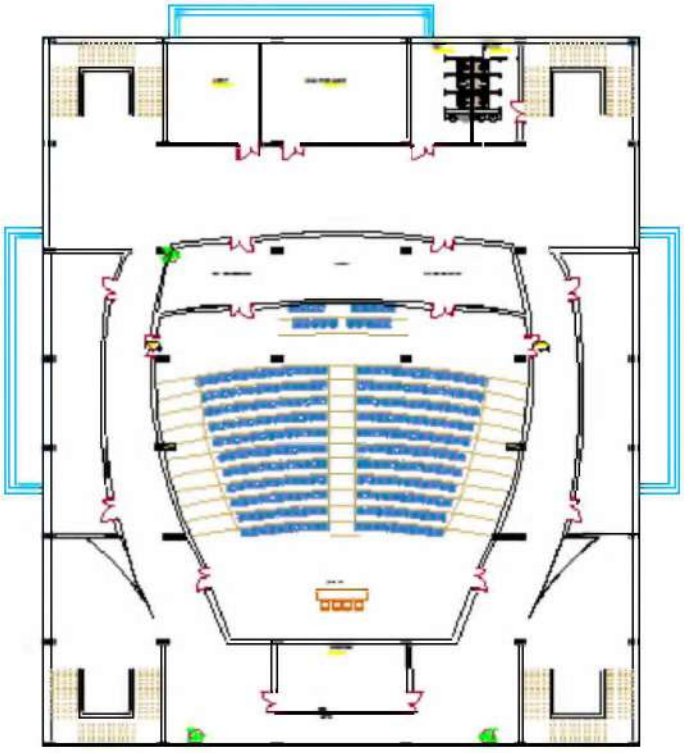


Fig. I.4 : Vue en plan étage courant (niveau 1 et 2).

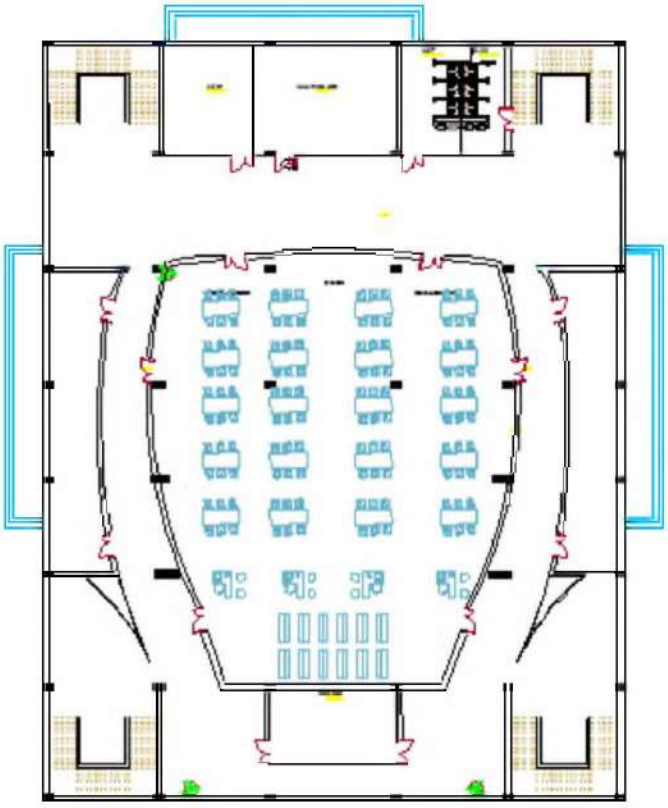


Fig. I.5 : Vue en plan étage courant (niveau 3 et 4).

I.3 :Eléments de l'ouvrage

I.3.1 L'ossature

Quand on parle d'ossature, on parle de la stabilité de toute la structure, pour cela il faut que celle-ci soit bien capable de reprendre toutes les sollicitations aux quelles elle sera soumise.

Pour assurer cette fonction il faut opter pour avoir un comportement harmonique entre tous les éléments qui constituent cette ossature. Dans notre cas on a 3 éléments principaux : - - - **Poteaux :**

Qu'ils sont destinésà porter tous l'ouvrage et transmettre les charges aux fondations qui a leurs tours les transmettront au sol.

-Poutres :

Qu'ils sont destinés à transmettre les charges de chaque niveau aux poteaux adjacents,

I.3.2 Plancher :

La définition primaire de ceci est un assemblage de planchers recouvrant un sol d'un bloc éducatif, et comme il existe d'autres types de planchers, de nos jours c'est une nomination à tous les élémentsséparant deux niveaux sous-jacents entre eux, la tache de celui-ci, est principalement de séparer les niveaux, son rôle dans la structure est de transmettre tous les charges aux poutres qu'ils les transmettrontelles mêmes aux poteaux.

Il existe d'autre fonctions tels que :

- La commodité thermique et acoustique et ceci en ayant une bonne isolation des deux.
- On peut en bénéficier également de sa forme géométrique (dalles creuses) en utilisant les ouvertures pour des gaines (électricité et aération).

Il faut savoir aussi comment choisir le type de plancher àutiliser, et ceci dépend de plusieurs paramètres tel que les charges aux - quels il subit, la géométrie, et les avantages de l'une par rapport à l'autre, toute fois, structurellement le plancher doit assurer son rôle comme étant un diaphragme rigide, pour permettre aux éléments porteurs verticaux une harmonie dans leurs comportement.

Dans notre cas on utilisera les deux types de planchers et avec justification du choix et dimension de celui-ci en chaque cas.

Maçonnerie :

On a deux types :

1- - **Murs extérieurs** : sont composés de :
   - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
   - Une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
   - Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
   - Un revêtement de mortier de ciment dans la face extérieur et intérieur.
2- **Murs intérieurs** : sont des cloisons de séparations de 15 d'épaisseur.

Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 5cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

I.3.3Fondations

Les fondations sont des éléments qui ont comme rôle principale la transmission des charges induites par la structure au sol, autrement dit c'est le support de la structure.

Pour connaitre quel type doit- on utiliser pour les fondations, il faut savoir avant que celle-ci ne dépond pas seulement des charges quelle subit, mais aussi et sur toutdu type du sol sur lequel elle se repose, et cela pour assurer une interaction sol structure parfaite.

Le choix auquel on a opté dans notre projet sera déterminer après notre étude et ce à cause du nombre d'étage qui est assez grand et des charges aussi importantes vus les différents usages aux quelles la structure est destinée.

I.3.4Escalier

Les escaliers sont généralement des éléments en béton armé qui servent à se déplacer entre niveaux. Dans notre cas on aun type d'escaliers :

Qu'ils ont comme point de départ depuis le sous-sol et point d'arrivée le dernier niveau de l'immeuble,il est de forme ***U*** avec un ascenseur au milieu(panoramique).

I.3.5Ascenseur

Dans notre bloc l'assesseur est panoramique.

I.3.6Acrotère

C'est un mur situé en bordure de toitures terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité. Il peut aussi servir à d'autres fins telles que la prised'un poids si jamais il y aura un revêtement à faire de la façade pour la suspension de l'échafaudage.

Dans notre projet il sera fait en béton armé, et avec une hauteur de 0.90 m.

I-4 - Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

I.4.1-Béton : le Béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau.

I.4.1.a -caractéristique du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.4.1.b- ciment : le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le CPJ 42,5 (ciment portland avec ajouts classe 42,5) pour un dosage de 350 kg /m^3 de ciment.

I-4-2 :Resistance du béton

- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours :

$$f_{c28} = 25\ MPA$$

- La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1\ MPA$$

- Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à 28 jours, pour les charges dont la durée d'application est inférieur à 24 heures :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2\ MPA$$

- Le module de déformation différée du béton à 28 jours, pour les charges de longue durée :

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9\ MPA$$

- Le coefficient partiel de sécurité pour le béton :

$\gamma_b = 1.5$Pour combinaisons normales.

$\gamma_b = 1$Pour combinaisons accidentelles.

- Le coefficient prenant en compte la durée d'application des charges :

$\theta = 1$	Si	t > 24h
$\theta = 0.9$	Si	24h < t < 1h
$\theta = 0.85$	Si	t < 1h

- La résistance de calcul de béton à l'ELU: comme le calcul se fait généralement pour des applications des actions supérieurs à 24h alors θ = 1.

$$f_{bu} = 0.85 * \frac{f_{c28}}{\theta\ \gamma_b} = 14.20\ MPA$$

- La contrainte limite de compression du béton à l'ELS:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPA$$

- Le poids volumique du béton:

$$\rho = 25\ KN/m^3$$

- Le coefficient d'équivalence acier-béton à long terme :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- Contrainte limite de cisaillement : (Tab. I.1)

Tab. I. 1 : Tableau des contraintes limites de cisaillement

	Contraintes limites de cisaillement (MPA)	Application numérique pour f_{c28} =25 MPA
Fissuration peu préjudiciable	pas de limitations	
Fissuration préjudiciable	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2\, f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\ MPA\right)$	*3.33 MPA*
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15\, f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\ MPA\right)$	*2.5 MPA*

I.5Classification du matériau acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé lesefforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 ٪de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 ٪de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : E_s=200 000 MPa.

I.5.1 Caractéristiques mécaniques

Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e sera résumé dans le tableau Tab. I.2 suivant :

Tab. I.2 : Limite d'élasticité d'acier

Type	Nuance	f_e(MPA)	Emploi
Ronds lisses	F_eE 22 F_eE 24	216 235	/
Barre HA (Tor : T)	F_eE 40 ϕ>20 mm $\phi \leq$ 20 mm F_eE 50	392 412 500	Emploi courant comme barre porteuse, ou de répartition.
Barre HA (Treillis soudés : TS)	ϕ> 6 mm $\phi \leq$ 6 mm	441 520	Utilisé comme armatures des hourdis, des dalles et des voiles

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_eE400.

Chapitre 2

Prédimensionnement

2-Pré dimensionnement :

2.1- Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le ***« CBA 93 »*** et le ***« RPA99version 2003 »***, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

2.2-Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des surfaces planes supportées par la structure et reçoivent les charges verticales (charge permanente G et les charges d'exploitation Q). Les planchers sont considérés comme des éléments secondaires car il n'appartient pas à la structure.

Techniquement on définie un plancher comme des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres démentions et qui peuvent se reposer sur 2. 3 ou 4 appuis.

Cette épaisseur dépend de plusieurs critères dont il s'agit principalement de : leur résistance au feu, l'isolation thermique et acoustique, résistance a la flexion, condition de flèche.

Pour notre projet on adopte deux types de plancher :

- *La dalle pleine*

La dalle creuse nervurée

II.2.1 Pré dimensionnement des dalles pleines

Nos dalles continues sont constituées de panneaux de déférents formes (rectangle, trapèze, triangle) courant qui est continus sur ses quatre bords, et panneaux de rive à l'extrémité de la dalle.

II.2.1.1 La résistance à la flexion

Les panneaux les plus sollicitées se représentent dans la figure. II.1 suivante,avec épaisseur estimée par la méthode suivante :

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

- Critère de résistance :

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :.... **[CBA 93] :** **$(L_x/45) \leq ep \leq (L_x/40)$**

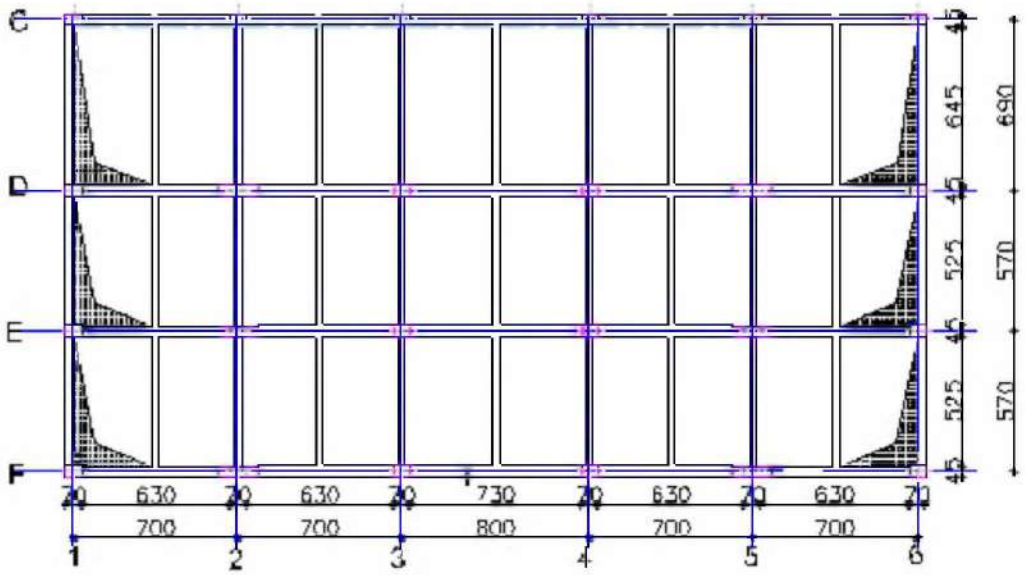


Fig. II.1 : Position de dalle pleine la plus sollicitée

Tableau 2-1 : pré dimensionnement de dalle pleine

L (m)	Épaisseur (cm)
22.4	$49.77<e_p<56$

Le Prédimensionnement de la dalle pleine est plus pratique quand en prévoirai des nervure au niveau de la dallededimension 30x50donc le Prédimensionnement se fait par rapport a**L=5.2 m**.

Tableau 2-2 : pré dimensionnement de dalle pleine

L (m)	Épaisseur (cm)
5.2	$11.33<e_p<13.25$

Selon les règles de **C.B.A 93/B-6-5-3**, les flèches limites pour les dalles sont donnes par :

Si $L \leq 5$ m $\quad f = \frac{l}{500}$

Si $L \geq 5$ m $\quad f = \frac{l}{1000} + 0.05$

Avec :L_{max}=max (Lx, Ly)

Ayant la portée de la dalle mesurée comme suit :

Tableau 2-3 : la flèche limite de la dalle pleine

Lx (m)	Ly(m)	F=f(L_{max}) (cm)
3.7	5.3	1.03

Pour trouvé l'épaisseur de notre dalle on considère une bande de la dalle de largeur b=1m, suivant la grande portée uniformément chargée par une charge non pondérée **q(ELS)** de sorte que : q=G+Q

Avec : G=2500*e*1m et $Q=Q_{A/B}$*1m

Ou : e : est l'épaisseur de la dalle que nous voulons, suivant ce raisonnement on prendra une épaisseur forfaitaire de 15 cm et ce a titre provisoire pour qu'on puisse estimer le poids propre de cette bonde de dalle.

Et ceci nous mène à :

Tableau 2-4 : poids propre supportée par la dalle pleine

G (daN/m)	Q (daN/m)	P (daN/m)
3.75	4.0	7.75

La déformation verticale maximale que peut subir la bande de la dalle à mi portée et donnée par :

$$F_{max} = \frac{p*l^4}{384*E*I}$$

Tel que :E=32164.2 MPA =321642 daN/m

$$I = \frac{h*b^3}{12} \quad (1)$$

Il nous reste juste à vérifier :$F_{max} \leq \frac{p*l^4}{384*E*I} \leq f_{adm}$**(2)**

On substitue (1) et (2) et ayant l'épaisseur comme inconnue cela nous conduit à l'expression suivante :

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{60 * q * l^4}{384 * E * b * Fadm}}$$

$$e_A \geq \sqrt[3]{\frac{60*7.75*530^4}{384*321642*100*1.07}} = 14.05 \text{ cm.}$$

- **Sécurité contre l'incendie :**

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

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

ep = 17.5 cm : pour quatre heures de coupe feu.

II.2.1.2 : L'isolation acoustique

D'après la loi de masse : la caractéristique physique la plus importante pour contrôler la perte de transmission du son par voie aérienne à travers une paroi est la masse surfacique de ses divers composants, autrement dit masse plus importante nous conduit à une isolation acoustique supérieure, sauf qu' il ya un nombre d'hypothèses à tenir en compte tel que la construction doit être souple à la flexion, alors tenant compte de ces paramètre on est arrivée à une masse optimale qui est de *350Kg/m2*, dans ce cadre notre dalle étant en béton armé son épaisseur sera comprise entre :

(530/45) ≤ep≤ (530 /40) ----------11.77≤ep≤ 13.25

II.2.1.3:L'isolationthermique:

On sait que pour les étages à usage d'habitation, la différence de température n'est pas importante car elle est généralement de l'ordre de 3°, et donc les déperditions de chaleurs à travers les plancher adjacents et sous-jacents n'est pas aussi importante que celle des façades extérieures qui elles présentent environ 25% des déperditions totales. Reste à prendre en compte le plancher terrasse qui lui sera exposé au climat extérieur, mais ce plancher là aura une isolation thermique assuré par des isolants thermiques tel que le liège par exemple, ce qui nous même à dire que ce facteur n'aura pas une influence sur le pré dimensionnement du plancher.

- ***Conclusion***

Tenant compte de toutes ces conditions on tiendra pour établir à une épaisseur égale à : ep= 14 cm.

II.2.2 : Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux se composent de trois éléments qui sont : les poutrelles préfabriquées ; les corps creux et la dalle de compression mince en béton armé.

II.2.2.1 La résistance à la flexion :

$$L/25<ep<L/20$$

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

Tableau 2-5 : Pré dimensionnement de plancher corps creux

L (m)	Épaisseur (cm)	h_t(cm)
3.7	$14.8<h_t<18.50$	20
Condition d'isolation acoustique : Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante : $h_{min}\geq 16$ cm, d'où on a 20 cm>16 cm (condition vérifiée**).**		

- **Conclusion :**

Tenant compte de toutes ces conditions on obtenu à une épaisseur égale à **: e=16+4cm**.

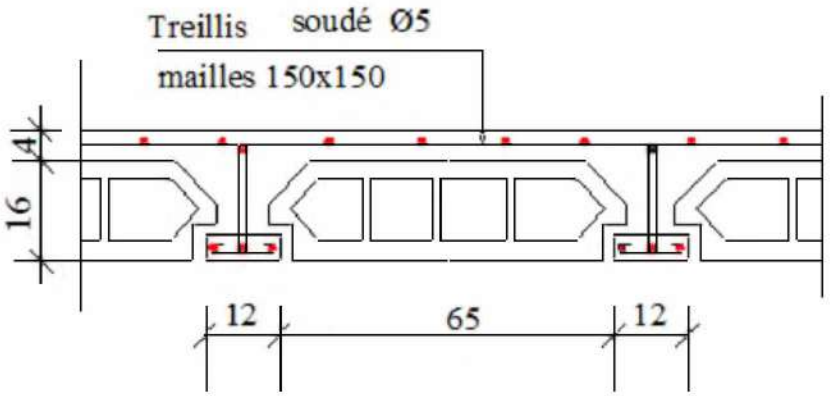


Figure II-2 :coupe de plancher.

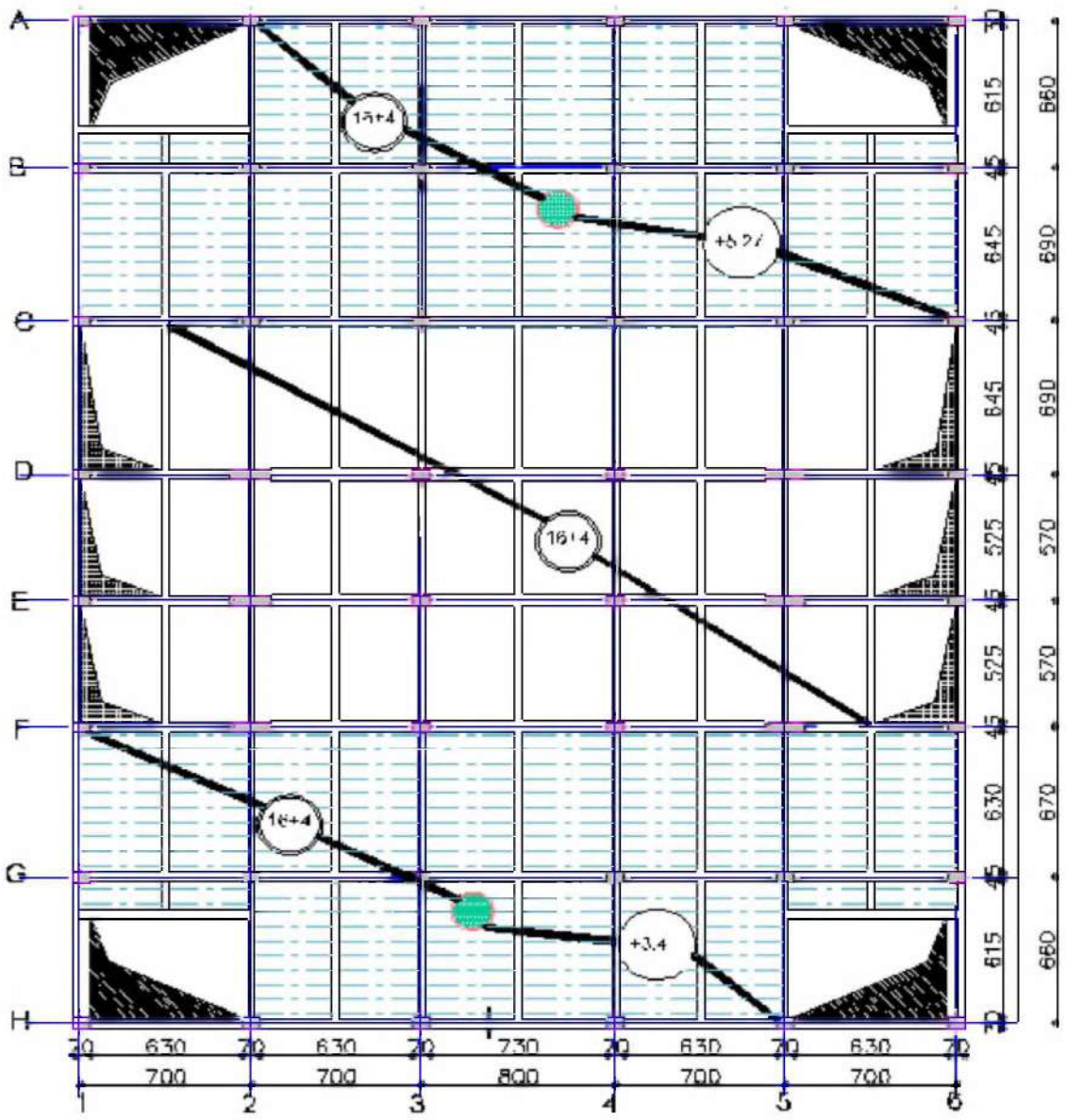


Figure II-3 : coffrage plancher (RDC+1^{ier} étage)

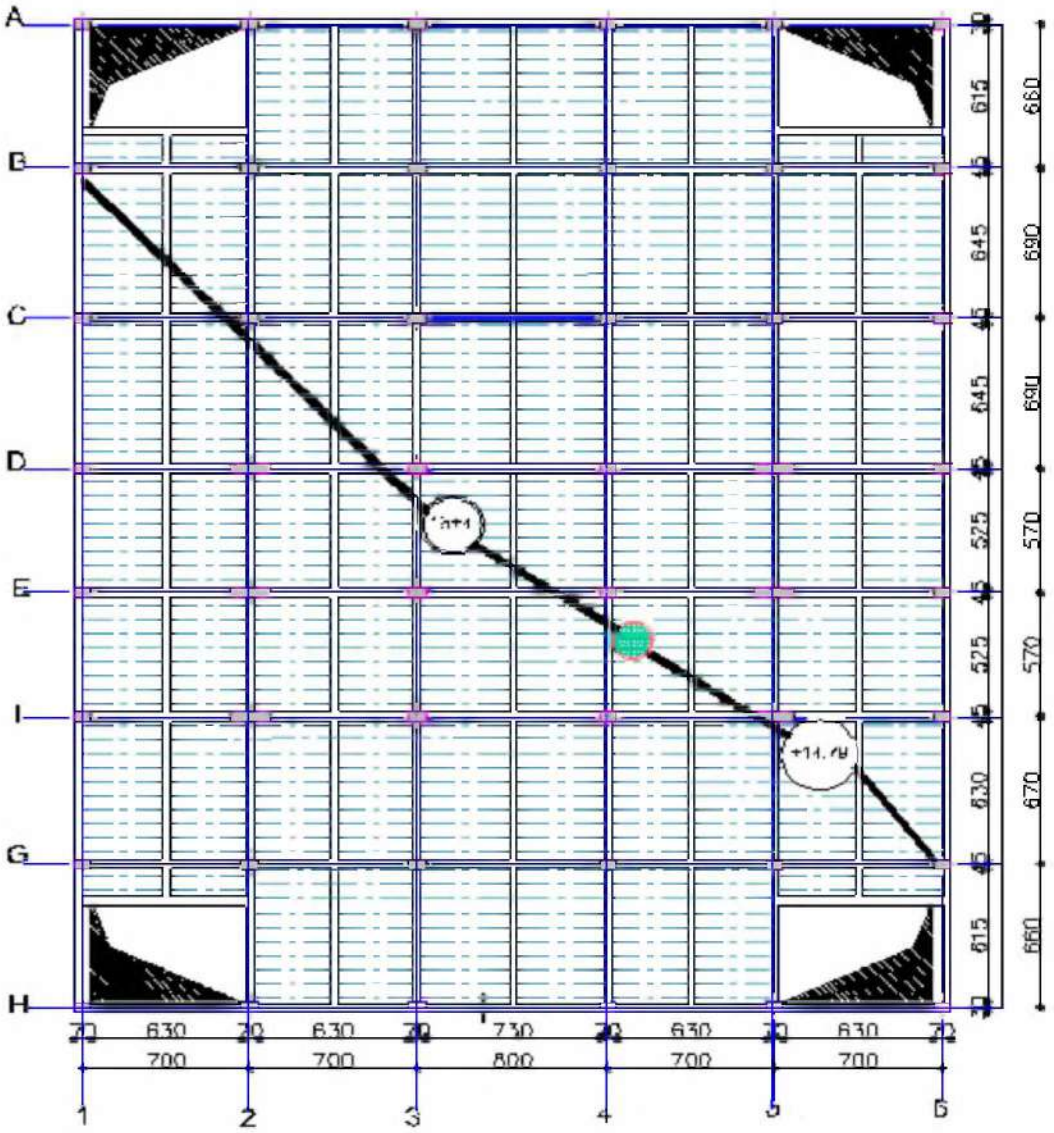


Figure II-4 : coffrage plancher (étage 2+ 3+4)

II.2.3- Pré dimensionnement des poutres

Pour le pré dimensionnement des poutres, on utilise des formules empiriques données par le règlement ***CBA 93*** qui seront ensuite vérifiées selon les règles de ***l'RPA 99 "version 2003"*** et les conditions de rigidité.

- ***Règle du CBA 93 :***
  a) La hauteur h de la poutre doit être ..... $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$
  b) La largeur b de la poutre doit être ..... $0.3\ h \leq b \leq L_{max}/0.7\ h$

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis comme suit :

- ***Condition de RPA 99 "version 2003 [Art 7.5.1]***

Les poutres doivent respecter les dimensions

1. **b ≥25 cm**
2. **h ≥25 cm**
3. **b/h=≤4**
4. **b_{max} cm≤1.5 h+ b_1**

- **Rigidité :**
  1. **h/L ≥ 1/16=0.0625**
- ***Vérification de la flèche***

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche.

Selon les règles de**C.B.A 93/B-6-5-3**, les flèches limites pour les dalles sont donnes par :

Si L ≤ 5 m $f = \frac{l}{500}$

Si L ≥ 5 m $f = \frac{l}{1000} + 0.05$

1. $F_{max} = \frac{p*l^4}{384*E*I}$ pour la charge repartie
2. $F_{max} = \frac{p*l^3}{48*E*I}$ pour la charge concentré

P : est le poids total supporté par nos éléments

Poids total = Gp+Gplancher+Q plancher

Pour la détermination de la flèche on considère le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la flèche est prise entre nu des poteaux **(poutre isostatique).**

- **Prédimensionnement des poutres :**

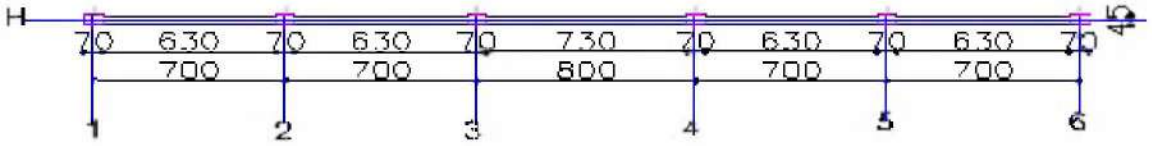


Figure II-5 : Dimensionnement de la poutre principale I

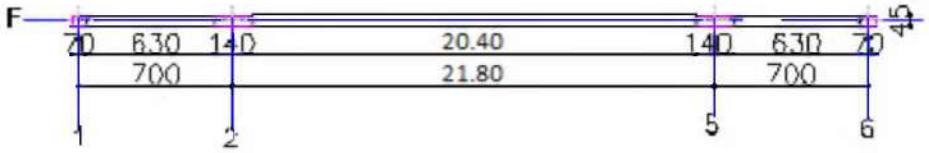


Figure II-6: Dimensionnement de la poutre principale II

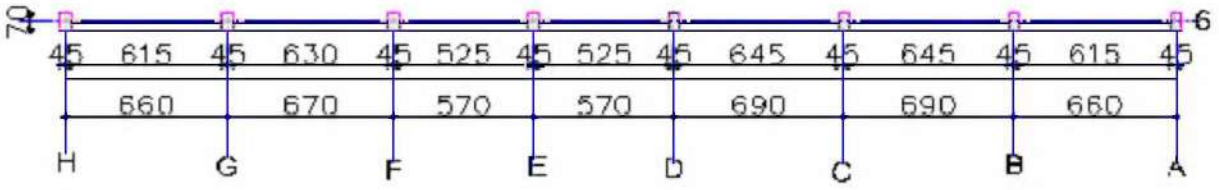


Figure II-7 : Dimensionnement de la poutre sens non porteur

Tableau 2-6 : Pré dimensionnement despoutres :

Poutre			vérification		
type	L (m)	démentions	Selon R.P.A	rigidité	
PP I	Lmax =7.3	h = 60 cm. b =40 cm	b=25≥25 cm h=40≥25 cm b/h=1.6≤4	h/L=0.086≥1/16=0.0625	CV
PP II	Lmax = 20.40	h= 130 cm. b=50 cm.	b=45≥25 cm h=130≥25 cm b/h=2.6≤4	h/L=0.072≥1/16=0.0625	CV
PS I	Lmax = 6.45	h= 45 cm. b = 30 cm	b=25≥25 cm h=40≥25 cm b/h=1.6≤4	h/L=0.085≥1/16=0.0625	CV

PP : poutre principale

PS : poutre secondaire

On a un autre type de la poutre c'est celle ou on a crée des poutres noyées pour la prédimensionnement des plancher corps creux. Qui a la même dimension avec la poutre secondaire (30x50).

II.2.3.2 : Pré dimensionnement des goussets.

Pour le prédimensionnement des goussets, on utilise des formules empiriques données par :

On remarque que la dimension de du gousset est liée avec la dimension de la poutre.

Donc h=130 cm $h_{gousset}$ =1.30 m, et $b_{gousset}$ =4.10 m
Le dimensionnement du gousset doit être vérifié après le calcul de la flèche.

Remarque : après la prédimensionnement de gousseton doit redimensionner la poutreprincipale II qui a une dimension de (50x140).
Ou L=12.40 m h=90cm et b=50 cm.

- **Détermination de la flèche :**

$F_{max}=\frac{p*l^4}{384*E*I}$ pour la charge repartie

$F_{max}=\frac{p*l^3}{48*E*I}$ pour la charge concentré

P : est le poids total supporté par nos éléments

Poids total = Gp+Gplancher+Q plancher

Tableau 2-7 : vérification de la flèche planché courant

	éléments	Poids de charge repartie	poids de charge concentré	L_{max} (m)	I (m^4)	E	F_g (cm)	f_q (cm)	f_{tot} (cm)	F_{adm} (cm)	
pp I	Plancher+pp	79,505	3,75	7,3	0,0072	321642,00	1,27	0,00	1,27	1,46	OK
PP II	Plancher+pp	152,114	11,25	12,4	0,03	321642,00	4,79	0,23	5,02	1,74	OK
PS II	Plancher+pp	11,3525	0	6,6	0,0031	321642,00	0,28	0,00	0,28	1,32	Non

On remarque que la dimension de la poutre 90x50 n'est pas fiable, la flèche n'est pas vérifier,On prend PPII (50x140) et on doit vérifier la flèche.

Tableau 2-8 : vérification de la flèche Plancher terrasse :

	éléments	Poids de charge repartie	poids de charge concentré	L_{max} (m)	I (m^4)	E	F_g (cm)	f_q (cm)	f_{tot} (cm)	F_{adm} (cm)	
pp I	Plancher+pp	82,936	3,75	7,3	0,0072	321642,00	1,32	0,00	1,32	1,46	OK
PP II	Plancher+pp	144,218	11,25	12,4	0,09	321642,00	1,51	0,08	1,58	1,74	OK
PS II	Plancher+pp	11,658	0	6,6	0,0031	321642,00	0,29	0,00	0,29	1,32	ON

PP : poutre principale , PS : poutre secondaire, F_{max} **:** la flèche maximale

II.2.4 Pré dimensionnement des poteaux

II.2.4.1 Définition

Les poteaux ont pour rôle de :

- Constituer les éléments porteurs du système plancher-poutres et plancher-voile par point d'appuis isolés.
- Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux).
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutre (Reprendre les efforts horizontaux).
- effet du vent ;
- effet de la dissymétrie des charges ;
- effet des changements de température et effet d'effet de séisme.
- Servir de chaînages verticaux
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois :

1. à un effort de compression.
2. à un moment de flexion.

Ils nécessitant des aciers verticaux et cadres transversaux. Ils sont calculés conventionnellement en flexion composé, d'autre part, ils sont dimensionnés pour résister au phénomène d'instabilité qui est le flambement.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on choisit le poteau le plus sollicité, effectué de la surface de plancher lui revenant, et de la descente de charge, on détermine l'effort lui revenant.

Pour notre projet on aura plusieurs types de poteaux dont on fera le pré dimensionnement de chaque un d'un coté, on distinguera 3 types principaux :

- Le premier type est celui des poteaux qui se trouvent uniquement au niveau du sous-sol, servant à supporter le poids de la dalle pleine de l'auditorium se trouvant à l'intérieur de la structure
- Le second type est celui des poteaux qui se trouve sur les rives des deux blocs.
- Le troisième type de poteaux est celui des poteaux intermédiaires qui continuent du sous-sol jusqu'au dernier étage.

Il reste à savoir que la différence entre ces trois types de poteaux, c'est les chargements aux quels ils sont soumis, donc la formule générale sera la même.

$$N < N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

I.2.4.2 Étapes de Pré dimensionnement des Poteaux

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

1. Evaluation des charges
2. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
3. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
4. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
5. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le« ***RPA99 version 2003 ».***

-on applique la formule du CBA93 article B.8.4.1 qui doit vérifier :

$$N < N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

- pour les poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

Avec A : Section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul ; $B=\frac{A}{1000}$

Br : Section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur tout son périphérique

α : coefficient

Pour $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$

Pour $50 \leq \lambda \leq 70$: $\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

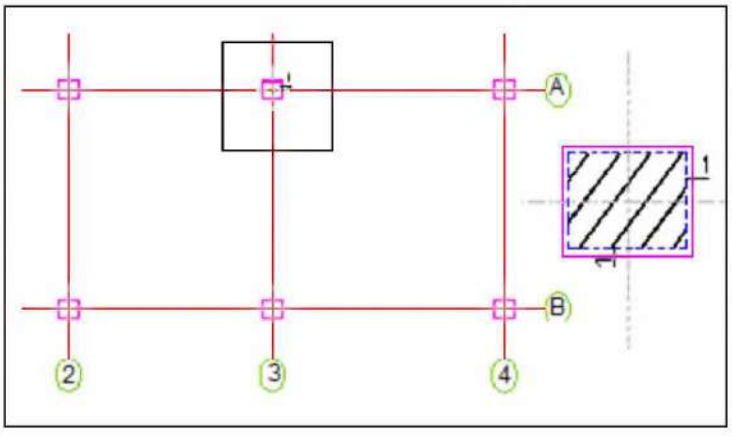


Figure II-8 : section réduite de poteau

$\lambda = \frac{L_f}{i}$, $i = \frac{\sqrt{b}}{12}$ (Section rectangulaire)

i=max (i_{xx}, i_{yy}) dans le cas ou bah

Nu : l'effort normal ultime pondéré, qu'on déduit après descente de charge.

- γb : Coefficient de sécurité du béton tel que:
  1. γb = 1, 5 Situation durable ou transitoire.
  2. γb =1, 15 Situation accidentelle.
- γs: Coefficient de sécurité de l'acier tel que:
  1. γs = 1, 15 Situation durable ou transitoire.
  2. γs = 1, 0 Situation accidentelle

L_f =0.7 x L_0 avec L_0 est la hauteur d'étage.

Selon l'article B.8.4.1 du CBA 93, les valeurs de α sont à deviser par 1.1 si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, c'est-à-dire λ sera multiplier par 1.1.

A partir de l'équation de l'article B.8.4.1. Du CBA93 : on a

$$N < N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

Il reste à savoir que la différence entre ces trois types de poteaux, c'est les chargements aux quels ils sont soumis, donc la formule générale sera la même, la seul chose qui change c'est la valeur de *Nu,* où cette dernière sera calculé à partir de la descente de charge.

II.2.4.3 Descente des charges

- ***Définition :***

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

- ***Principe de calcul***

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau avec le sens de portée dans les planchers, les balcons, les poteaux, les poutres…etc.

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m²).

Puis, on définie le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,....) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m²). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

Une fois tous ces renseignements réunis, on commence à calculer le bâtiment.

II 2.4.3.1 Evaluation des charges

A / Charges permanentes

A.1/ Charge des murs

Dans le plancher courant il convient de prendre en compte le poids des cloisons de l'extérieur et de l'intérieur, Pour le remplissage extérieur on adoptera deux types de cloisons, avec différentes densité et différentes sections.

A-1-a- Maçonnerie :

A-1-a-1-Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau 2-9 : Charge permanent du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,1	0,9	0,9
3	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
Total	1,62			

A-1-a-2-Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau 2-10 : Charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m^3)	Poids Surfacique (KN/m^2)
2	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
3	Brique creuse	0,1	0.9	0.9
4	Lame d'aire	0,1	-	-
5	Brique creuse	0,1	0.9	0.9
6	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
Total				**2,52**

A-1-b- Plancher

Ayant différents types de planchers, on calcul chaque un de coté de la manière suivante :

A-1-b-1-Plancher terrasse accessible :

Son poids sera ainsi détaillé dans les tableaux suivants soit pour les deux blocs soit de plancher corps creux soit pour la dalle pleine :

Tableau 2-11 : Charge permanente du plancher corps creux

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,4	0,44
2	Lit de sable	0,03	0,54
3	Mortier de pose	0,02	0,02
4	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
5	Papier kraft	-	0,05
6	Forme de pente	0,1	2,2
7	Plaque de liège	0.04	0,03
8	Pare vapeur	0,01	0,06
9	Film polyane	-	0,01
10	Planche corps creux	0.16+0.04	2.65
11	Enduit de plâtre	0,02	0,2
Total			**6,32**

A-1-b-2-Plancher courant

Ce type de plancher est sous deux formes là ou on utilise le revêtement inferieur du plancher avec un enduit en plâtre et ou on utilise un faux plafond, pour simplifier la tache et sachant que la différence de poids entre les deux planchers ne sera pas importante alors on utilisera le cas le plus utilisé et c'est celui ou on a un revêtement avec un enduit en plâtre. Sa forme sera illustrée dans la figure II.3 suivante

Tableau 2-12 : Charge permanente du plancher corps creux

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique ($kn.m^3$)	Poids surfacique ($kn.m^2$)
2	Carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.03	18	0.54
5	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.65
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
1	mur simple cloison	0.14	-	1.62
TOTAL				**5.85**

Tableau 2-13 : Charge permanente du plancher dalle pleine (ep=14 cm)

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
2	Carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.03	18	0.54
5	Dalle pleine	0.14	25	3.5
1	mur simple cloison	0.14	-	1.62
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
total				**6.86**

B/ charges d'exploitation :

Notre projet est une tour administratifs et un autre bloc éducatifs, ce qui nous donne plusieurs types de chargement d'exploitation : (Tab II.11)

Tableau 2-14 : Charge d'exploitation

Charge d'exploitation (KN/m^2)	Plancher	
	courant	Terrace
Q	4	1.5

B-1 : Descente des charges :

Selon le DTR BC 2.2 article 6.3. La loi de dégression se fait ainsi :

Soit Qo la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q1, Q2, Q3…Qn.

Les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2,3…n, numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes

B-1-1 : Loi de dégression :

Pour déterminer les surcharges d'exploitation, on adopte la loi de dégression suivantes :

Les surcharges des planchers sont différentes :

- plancher terrasse Q_0
- plancher 4^{eme} étage Q_0+Q_1
- plancher 3^{eme} étage $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
- plancher 2^{eme} étage $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$
- plancher 1^{er} étage $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- plancher du RDC $Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Comme motionné au préalable, notre projet a plusieurs types de poteaux, on fera le pré dimensionnement de chaque un d'une part, sachant que la cumulations des charges d'exploitation faite juste au paravent est celle où un poteau supporte tout le poids de la structure.

2.4-4- Pré dimensionnement des poteaux :

a) Le 1^{ier} type est celle de RDC qui supporte la dalle pleine comme motionne la figure c'est après. Pour se type on propose comme valeur minimale de section une valeur qui nous évite la rotule plastique

Rotule plastique : Zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,) subissant des déformations irréversible et capables de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées .Au delà d'un seuil, desollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

On la poutre supportée par ces poteaux a comme dimension 40x60.

Les raideurs de la poutre et le poteau sont donne par :

$K_{poutre}=\frac{bh^3}{12\,l}=\frac{0.4\times0.6^3}{12\times7.3}=9.86*10^{-4}\ldots(1).K_{poteau}=\frac{bh^3}{12\,l}=\frac{bh^3}{12\times6.12}\ldots.(2).$

Pour éviter la rotule plastique il faut $K_{poteau}\geq K_{poutre}$

$\rightarrow \frac{bh^3}{12\times6.12}\geq 1.5\text{x}\,(6.93*10^{-4})\rightarrow bh^3=12\times9.86\times6.12*10^{-4}=0.0724\,m^4.$

On propose pour ce type de poteau une section rectangulaire telle que h=2b.

$8b^4\geq0.0724\rightarrow b^4\geq0.00905$ m$\rightarrow$b$\geq$0.37 m on prend b=45 cm et h=70 cm.

Donc on 'est pas obliger de faire réduire la section d'un niveau a l'autre.

Ce qui on doit vérifier après les calcules. Pourtout les types des poteaux de ce bloque notre proposition initiale des poteaux est 45x70 cm².

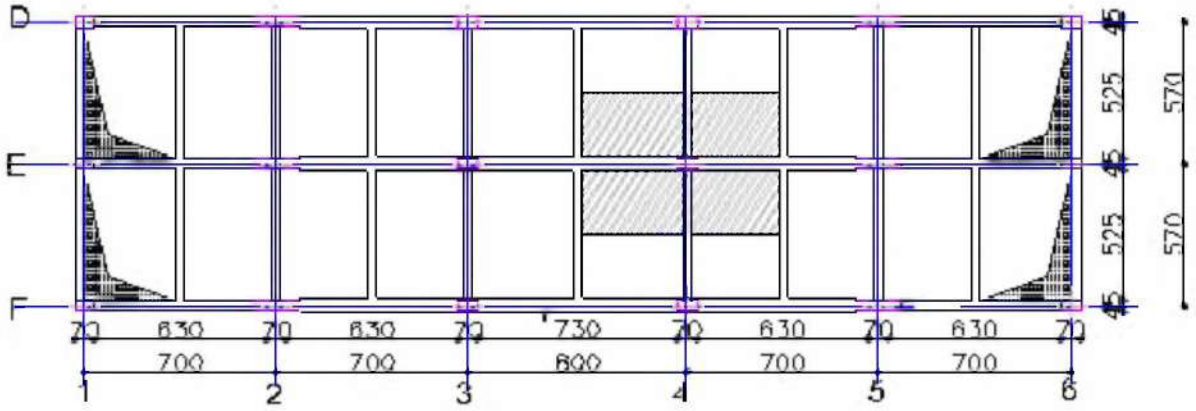


Figure II-10 : vue en plan du **1ier type de Poteau**

S_t= 5.7x (7.5)=42.75 m²

Sp=42.75-[(5.7x0.3) + (7.5x0.40)]=38.04 m²

Tableau 2-15 : Effort normal

niveau	élément	charge unitaire (KN/m²)		charge de l'étage (KN)		Charge cumulée (KN)	Dégression	l'effort normal Nu (KN)	1,1Nu
		g	q	G	Q	G	Q'		
RDC	planche	8,20	4,00	311,93	171,00	417,19	171,00	819,71	901,68
	p+pp+ps	25,00		105,26					
	totale			417,19					

P : poteau ; PP : poutre principale ; PS : poutre secondaire

Tableau 2-16 : vérification de dimension de 2eme type des poteaux

Niveau	hxb (cm²)	h (cm)	b (cm)	Section (cm²)	Br (cm²)	L (m)	L f (m)	i cm	λ	α	Nu lim (KN)	Nu (KN)	
RDC	45x70	45	70	210	190400	4,25	2,975	8,66	34,35	0,709	2474,39	901,68	OK

A partir les calculs faite on peut conclu que notre poteaux peut supporte la charge avec une section de 45x70.

b) **Dimensionnement du 2eme type de poteau :** la 2eme type est celle de rive pour bloc A. comme on a motionne avent en commence avec la section minimal 30x70 cm²

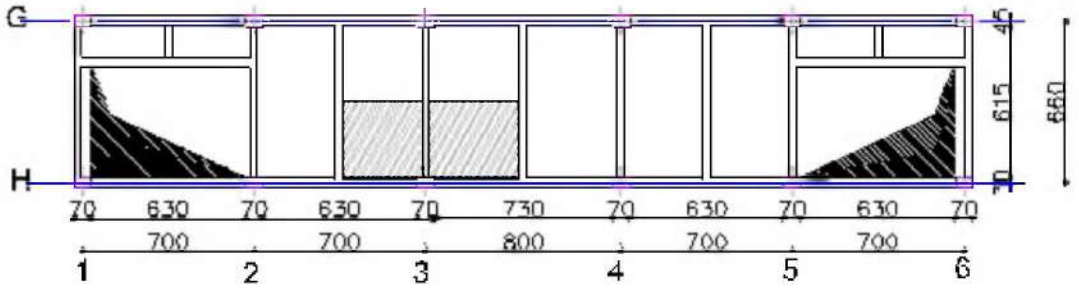


***Figure II-12 : vue en plan du* de 2eme type de Poteau**

St==8x3.3=26.25 m²Sp=26.25-[(3.3x0.3x2) + (8x0.4)]=21.15 m²

Tableau 2-17 : Prédimensionnement de 2eme type des poteaux

niveau	élément	Charge unitaire (KN/m²		Charge de l'étage(KN)		Charge cumulée (KN)	Dégression	l'effort normal Nu(KN)	1,1Nu (kn)
		g	q	G	Q	G	Q'		
4	planche	6,32	1,50	133,67	39,38	237,13	39,38	379,19	417,11
	p+pp+ps	25,00		103,46					
	totale			237,13					
3	planche	5,85	4,00	123,73	105,00	464,32	144,38	843,40	927,73
	p+pp+ps	25,00		103,46					
	totale			227,19					
2	planche	5,85	4,00	123,73	105,00	691,51	238,88	1291,85	1421,04
	p+pp+ps	25,00		103,46					
	totale			227,19					
1	planche	5,85	4,00	123,73	105,00	918,70	322,88	1724,56	1897,01
	p+pp+ps	25,00		103,46					
	totale			227,19					
RDC	planche	5,85	4,00	123,73	105,00	1151,25	396,38	2148,74	2363,62
	p+pp+ps	25,00		108,82					
	totale			232,55					

P : poteau ; PP : poutre principale ; PS : poutresecondaire

Tableau 2-18 : vérification de dimension de 2eme type des poteaux

Niveau	h (cm)	b (cm)	Section (cm^2)	Br (cm^2)	L (m)	L f (m)	i cm	λ	α	$\overline{N_u}$ (KN)	Nu (KN)	
4	70	30	2,1	190400	4,25	2,975	20,21	14,72	0,752	2547,53	417,11	OK
3	70	30	2,1	190400	4,25	2,975	20,21	14,72	0,752	2547,53	927,73	OK
2	70	30	2,1	190400	4,25	2,975	20,21	14,72	0,752	2547,53	1 421,04	OK
1	70	30	2,1	190400	5,27	3,689	20,21	18,26	0,743	2514,75	1 897,01	OK
RDC	70	30	2,1	190400	5,27	3,689	20,21	18,26	0,743	2514,75	2 363,62	OK

Apres le calcul et la vérification de l'effort normal avec celle de CBA 93 on adopteune section de 45x70 cm² de RDC jusqu' au dernier étage sans faire réduire la section.

c) **Dimensionnement du 3eme type de poteau :** la 3eme type est le poteau intermédiaire carre.

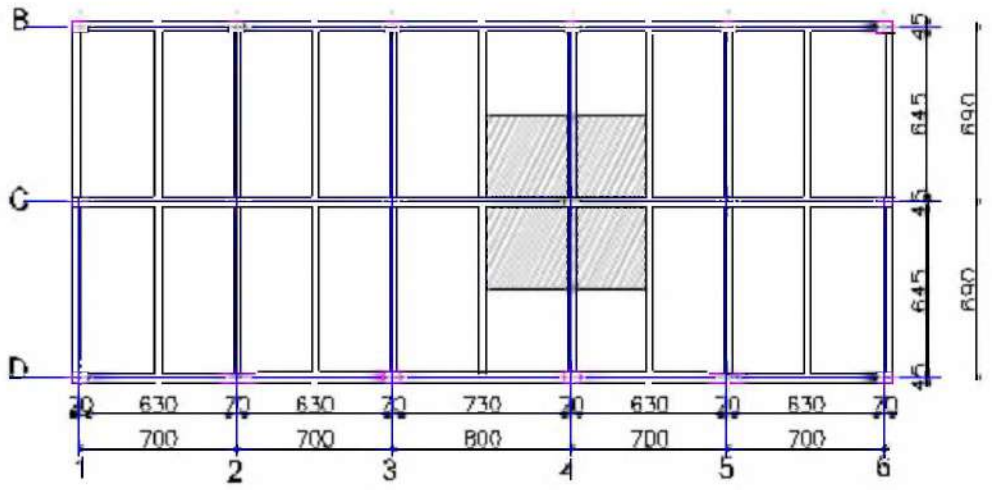


Figure II-13 : vue en plan du **de 3eme type de Poteau**

St=7.5x6.65=49.87 m²

Sp=49.87-[(7.5*0.4) + (6.65*0.3)]=44.87 m²

Tableau 2-19 :Prédimensionnement de 3eme type des poteaux

niveau	élément	Charge unitaire (KN/m2		charge de l'étage (KN)		Charge cumulée (KN)	Dégre-ssion	l'effort normalNu(KN)	1,1Nu
		g	q	G	Q	G	Q'		
4	planche	6,32	1,50	283,58	74,81	395,97	74,81	646,76	711,44
	p+pp+ps	25,00		112,39					
	totale			395,97					
3	planche	5,85	4,00	262,49	199,48	770,84	274,29	1 452,07	1 597,27
	p+pp+ps	25,00		112,39					
	totale			374,88					
2	planche	5,85	4,00	262,49	199,48	1 145,72	453,82	2 227,45	2 450,19
	p+pp+ps	25,00		112,39					
	totale			374,88					
1	planche	5,85	4,00	262,49	199,48	1 520,60	613,40	2 972,91	3 270,20
	p+pp+ps	25,00		112,39					
	totale			374,88					
RDC	planche	5,85	4,00	262,49	199,48	1 891,01	753,04	3 682,42	4 050,66
	p+pp+ps	25,00		107,93					
	totale			370,41					

P :poteau ; PP : poutre principale ; PS : poutre secondaire

Tableau 2-20 : vérification de dimension de 3eme type des poteaux

Niveau	h (cm)	b (cm)	Section (cm^2)	Br (cm^2)	L (m)	L f (m)	i cm	λ	α	$\overline{Nu}$ (KN)	Nu (KN)	
4	70	45	210	190400	4,25	2,975	20,21	14,72	0,752	2619,84	711,44	OK
3	70	45	210	190400	4,25	2,975	20,21	14,72	0,752	2619,84	1 597,27	OK
2	70	45	280	258400	6,12	4,284	20,21	21,20	0,736	3476,17	2 450,19	OK
1	70	45	280	258400	5,27	3,689	20,21	18,26	0,743	3509,28	3 270,20	OK
RDC	70	45	315	292400	3,4	2,38	20,21	11,78	0,762	4068,72	4 050,66	OK

d) **Dimensionnement du 4eme type de poteau :** la 5eme type est le poteau intermédiaire carre sui supporte la charge au périmètre de dalle pleine pour l'auditorium. Pour se type on propose comme valeur minimale de section une valeur qui nous évite la rotule plastique

On la poutre supportée par ces poteaux a comme dimension 50x130.

Les raideurs de la poutre et le poteau sont donne par :

$$K_{poutre}=\frac{bh^3}{12\,l}=\frac{0.5\times1.3^3}{12\times20.4}=4.48*10^{-3}\ldots\ldots\ldots\ldots(1).$$

$$K_{poteau}=\frac{bh^3}{12\,l}=\frac{bh^3}{12\times4.25}\ldots.(2).$$

Pour éviter la rotule plastique il faut $K_{poteau} \geq K_{poutre}$

$\rightarrow \frac{bh^3}{12 \times 5.27} \geq 1.5x\ (4.71 * 10^{-3}) \rightarrow bh^3 = 12 \times 4.25 \times 4.48 \times 10^{-3} = 0.2284\ m^4.$

On propose pour ce type de poteau une section rectangulaire telle que h=2b.

$8b^4$=0.228→b=0.41 m on prend b=50 cm et h=140 cm.

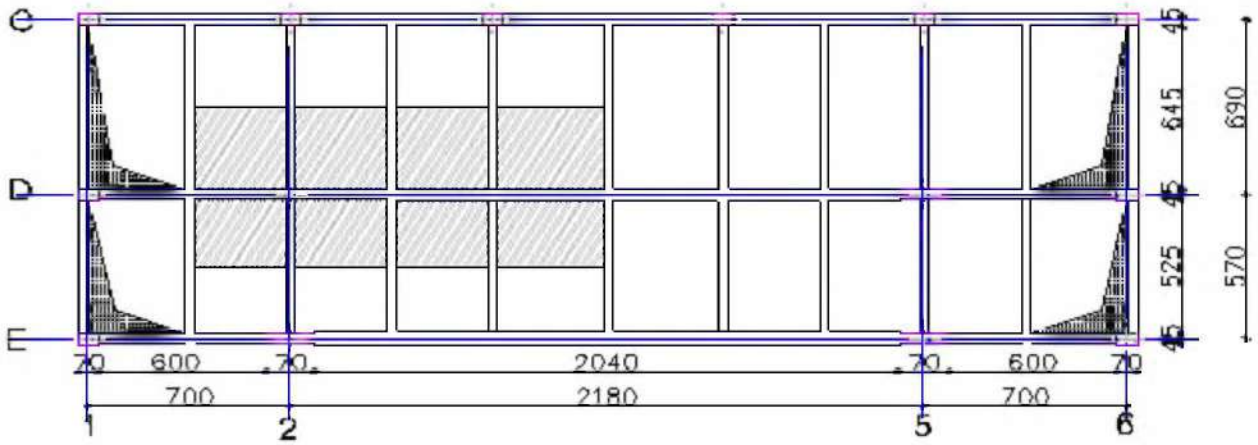


***Figure II-14 : vue en plan du* de 5eme type de Poteau**

St=5.7x14.5=82.65 m²

Sp=82.65-[(5.7*0.3*3.5) + (14.5x0.4) = 70.865 m

Tableau 2-21 : Prédimensionnement de 5eme type des poteaux

N I V	élément	charge unitaire (KN/m2)		charge de l'étage (KN)		Charge cumulée (KN)		Dégre-ssion	l'effort normal Nu (KN)	1,1Nu
		g	q	G	Q	G	Q	Q'		
4	planche	6,32	1,50	447,87	123,98	817,40	123,98	123,98	1 289,46	1 418,40
	p+pp+ps +gousset	25,00		369,54						
	totale			817,40						
3	planche	5,85	4,00	414,56	330,60	1 601,50	578,55	454,58	2 843,89	3 128,28
	p+pp+ps +gousset	25,00		369,54						
	totale			784,10						
2	planche	5,85	4,00	414,56	330,60	2 400,90	1 330,67	752,12	4 369,39	4 806,33
	p+pp+ps +gousset	25,00		384,84						
	totale			799,40						
1	planche	7,36	4,00	521,57	330,60	3 307,30	2 347,26	1 016,60	5 989,75	6 588,73
	p+pp+ps +gousset	25,00		384,84						
	totale			906,40						
RDC	planche	7,36	4,00	521,57	330,60	4 198,41	3 595,28	1 248,02	7 539,87	8 293,86
	p+pp+ps +gousset	25,00		369,54						
	totale			891,10						

P : poteau ; PP : poutre principale ; PS : poutre secondaire

Tableau 2-22 : vérification de dimension de 4eme type des poteaux

Niveau	h (cm)	b (cm)	Section (cm^2)	Br (cm^2)	L (m)	L f (m)	i cm	λ		$\overline{Nu}$ (KN)	Nu (KN)	
4	140	50	600	566400	4,25	2,975	34,64	8,59	0,773	7996,12	1 418,40	OK
3	140	50	600	566400	4,25	2,975	34,64	8,59	0,773	7996,12	3 128,28	OK
2	140	50	600	566400	5,27	3,689	34,64	10,65	0,766	7917,22	4 806,33	OK
1	140	50	600	566400	5,27	3,689	34,64	10,65	0,766	7917,22	6 588,73	OK
RDC	140	55	660	625400	3,4	2,38	34,64	6,87	0,781	8910,80	8 293,86	OK

On adopte les sections suivantes pour tout l'étage comme motionne dans le tableau suivant :

Tableau 2-23 : récapitulation de dimension des poteaux

Type du Poteau	section
Poteau de rive	30*70
Poteau intermédiaire	45*70
Poteau de dalle pleine	140*55

Tableau 2-24 : Vérification vis-à-vis du RPA99 version 2003

vérification du RPA	POTEAU	
	poteau (30x70)	
Min (b1*h1) ≥25 cm	30	CV
Min (b1*h1) ≥he/20	30	CV
1/4<b1/h1<4	1	CV
toutes les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA 99 version 200		

CV : condition vérifiée

Remarque :

1. La transmission des moments dans les nœuds s'effectue théoriquement en fonction des inerties des barres concourant au nœud ou plus exactement des raideurs des barres.
2. Pour que la stabilité des barres soit assurée il faut $K_{poteau} \geq K_{poutre}$

$$K_{poteau}=\frac{bh^3}{12\,l}\text{ , }K_{poutre}=\frac{bh^3}{12\,l}$$

Tableau 2-25: Les raideurs des barres

Elément	Raideurs	
K poutre principale 30x40	$2.96\ 10^{-4}$	- Les valeurs des raideurs sont plus approchées, ce ci permet une bonne transmission des moments.
K poutre principale 50x130	$47.18\ 10^{-4}$	
K poutre secondaire 30x40	$3.07\ 10^{-4}$	
K poteau 45x45	5.58×10^{-4}	
K poteau II 50*100	$79.06\ 10^{-4}$	

- **les dimensions à respecter par les poutres : RPA.99 version 2003 [Art 7.5.1] :**

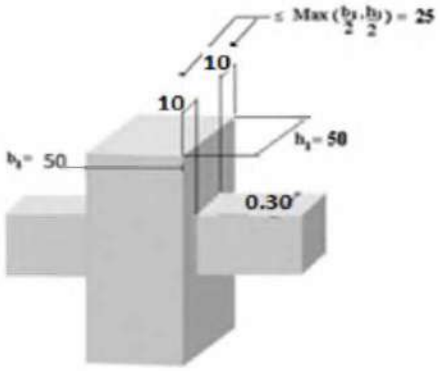
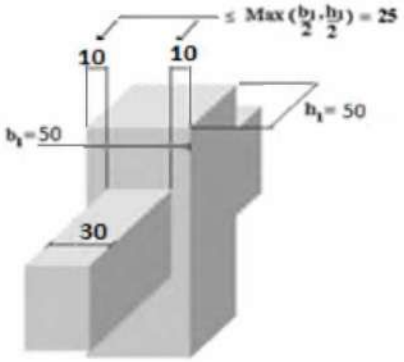


Figure II-15 : ***les poutres principales secondaires***



FigureII-16 :*Les poutres*

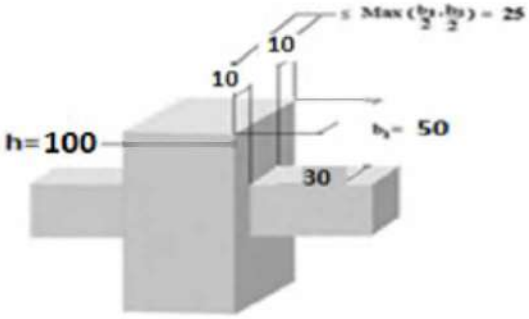


Figure II-17 : ***les poutres principales***

2.5- Pré dimensionnement des voiles :

2-5-1- Définition :

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

On considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition de RPA version 2003 $L \geq 4$ a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires,(on appelle un voile lorsque $l \geq 4$ a).

L'RPA.99 version 2003 [Art 7.7.1] exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités

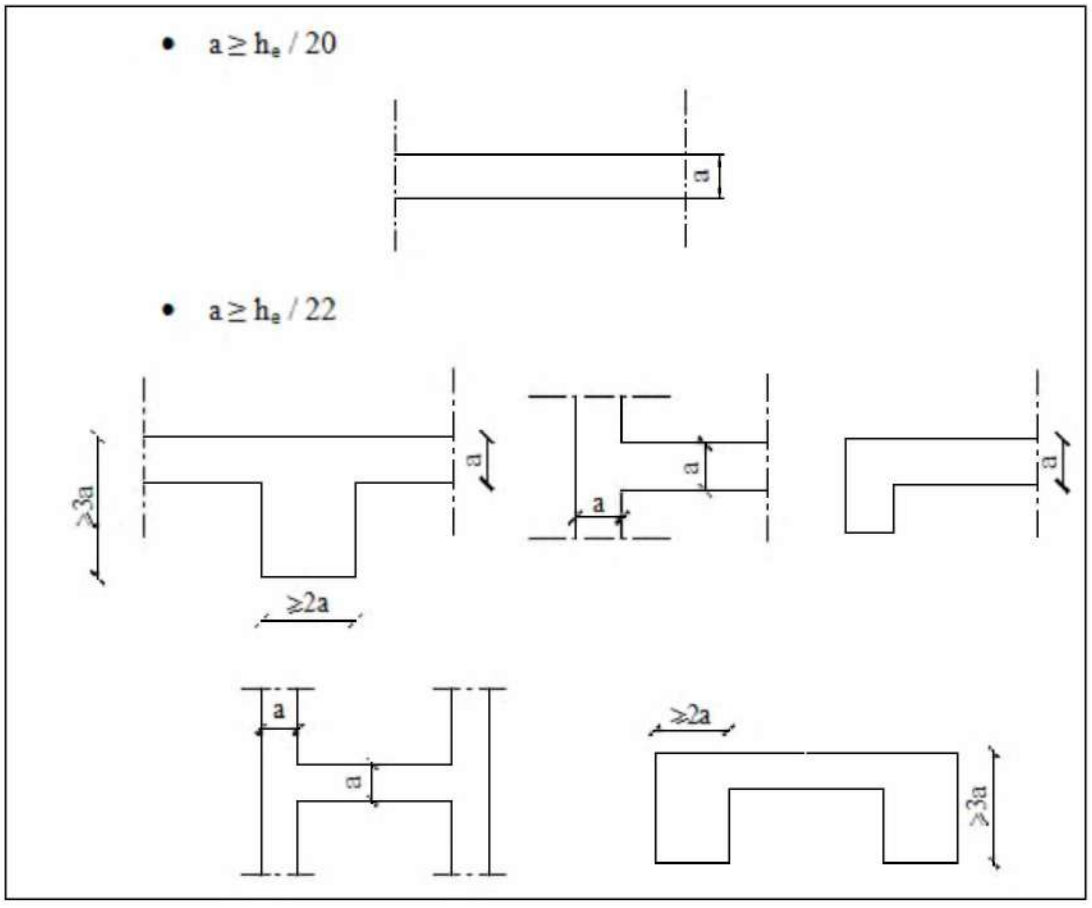


Figure II-18 : vue en plan de voile

Tableau 2-26 : dimensions des voiles

H_e (m)	Épaisseur (cm)	a (cm)
6.12	24.78 cm	25 cm
L'RPA.99 version 2003 [Art 7.7.1] exige une épaisseur minimale de 15 cm		

II.6 Pré dimensionnement des escaliers

II.6.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments utilisés pour la circulation verticale des personnes entre les différents étages de la structure (permettent l'accès à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant) et ils constituent une issus de secours importante en cas d'incendie

Dans notre et comme on a déjà ment motionné dans le chapitre précédent, notre structure a trois types d'escaliers. On étudiera chaqu'un à part .tout en commençant par l'escalier du 3 volées

II.6.2 Pré dimensionnement d'escalier

Le type d'escalier est celle du 3 volées qui se trouve dans l'auditorium.

Pour cela on utilise la formule de « François blondel », qui est tel que$M = 2\,h + g$ est le module (ou le pas) *et* vaut 2 pieds (64 cm) pour un escalier simple, h la hauteur de la marche, et g son giron (distance entre *deux* nez de marche consécutifs mesurée sur la ligne de foulée).

- On illustre ces nominations dans la figure II.10suivante :

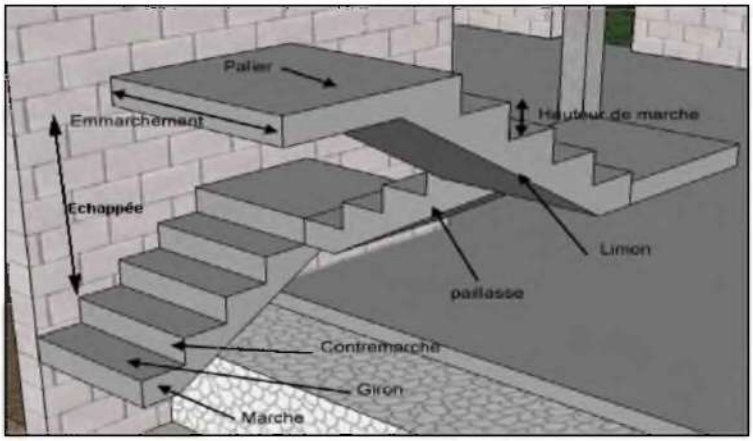


Fig. II.19 : Vue escalier et définition des composants

Ayant $g = 30\ cm$ (d'après l'architecte, mais cette valeur standard est à considérer comme base de calcul).

Tout en sachant que : $M = 2\,h + g = 64 \Rightarrow 2\,h + 30 = 64 \Rightarrow h = 17\ cm$

On prend comme valeur standard $h = 17\ cm$

Pour connaitre le nombre de contre marche, on utilise la formule suivante : $N_c = \frac{H}{h}$

Avec : H : la hauteur d'étage, celle-ci étant différente entre les étages alors on aura de différents nombre de contre marche et ce comme suit :

$$H\ [RDC, 1^{er}] = 5.27\ m \Rightarrow N_{c\,1} = \frac{527}{17} = 31\ contre\ marches.$$

$$h[etage\ courant] = 3.23\ m \Rightarrow N_{c\,2} = \frac{4.25}{17} = 25\ contre\ marches.$$

Ainsi, pour le sous-sol, le RDC et le premier étage on aura 3 volées, afin d'assurer un confort pour l'utilisateur, le premier volé aura *11* contre marches, avec un emmarchement de *1.70 m*, et les deux autres avec un volé de *10* contre marches, et avec la même longueur d'emmarchement. (Fig. II.11)

Idem pour les étages courants, sauf que dans ce cas, le nombre de contre marche change de tel manière à ce qu'il soit de : *9* contre marches pour la volée du milieu, et *8* contre marches pour les deux qui le précédents, tout en respectant la longueur d'emmarchement qui est de *1.7 m* elle aussi. (Fig. II.12)

- Escalier du sous-sol, RDC et le 1er niveau

Pour voir le nombre de marche on applique la formule suivant :

$n = N - 1$, tel que n : le nombre de marches, N : le nombre de contre marches.

Ainsi on aura $\begin{cases} n_1 = N - 1 = 11 - 1 = 10\ marches \\ n_2 = N - 1 = 10 - 1 = 9\ marches \end{cases}$

On peut également calculer la pente du volé ainsi que ça longueur et son épaisseur comme suit :

- La pente de la volée :

$$\tan\alpha = \frac{17}{30} = 0.566 \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.54°$$

- La longueur des volées :

$$\begin{cases} L_1 = \dfrac{11 * 17}{\sin\alpha} = \dfrac{187}{\sin 29.54} = 379.2\ cm = 3.79\ m \\ L_2 = \dfrac{10 * 17}{\sin\alpha} = \dfrac{170}{\sin 29.54} = 344\ cm = 3.44\ m \end{cases}$$

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

- Epaisseur minimale de la paillasse : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

Avec : L : le grand porté horizontal du grand volé plus la langueur de palier,

$$L = (11 * 30) + (1.7 * 2) = 6.7\ m$$

Ce qui nous mène à : $\frac{670}{35} \leq e \leq \frac{670}{30} \Rightarrow 19.14 \leq e \leq 22.33$

On adopte alors $e_{paillasse} = 20\ cm, e_{palier} = 20\ cm.$

- Escalier de l'étage courant

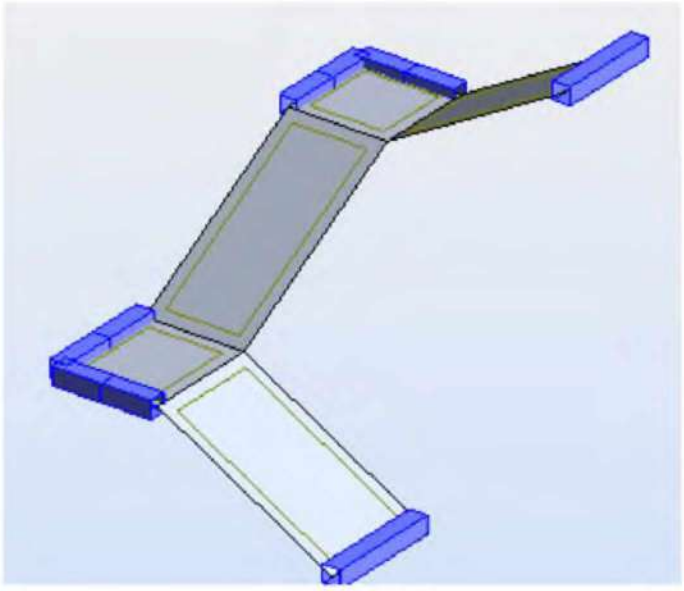


Fig. II.20 : Vue 3D escalier

Pour voir le nombre de marche on applique la formule suivant :

$n = N - 1$, tel que n : le nombre de marches, N : le nombre de contre marches.

Ainsi on aura $\begin{cases} n_1 = N - 1 = 9 - 1 = 8\, marches \\ n_2 = N - 1 = 8 - 1 = 7\, marches \end{cases}$

On peut également calculer la pente du volé ainsi que ça longueur et son épaisseur comme suit :

- La pente de la volée :

$$\tan\alpha = \frac{17}{30} = 0.566 \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.54°$$

- La longueur des volées :

$$\begin{cases} L_1 = \dfrac{9 * 17}{\sin\alpha} = \dfrac{153}{\sin 29.54} = 310.3\, cm = 3.10\, m \\ L_2 = \dfrac{8 * 17}{\sin\alpha} = \dfrac{136}{\sin 29.54} = 275.8\, cm = 2.76\ m \end{cases}$$

- Epaisseur minimale de la paillasse :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

Avec :

Avec : L : le grand porté horizontal du grand volé plus la langueur de palier,

$$L = (9 * 0.3) + (1.7 * 2) = 6.1\, cm$$

Ce qui nous mène à : $\frac{610}{35} \leq e \leq \frac{610}{30} \Rightarrow 17.42 \leq e \leq 20.33$

On adopte alors $e_{paillasse} = 20\, cm, e_{palier} = 20\, cm.$

Comme on ‘a les même type d’escalier on adopte la même épaisseur dans tous les niveaux de bloc A.

3-Evaluation des charges et surcharges

a- Charges permanentes (pallier)

Tableau 2.26 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.20	25	5.00
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**6.74**

Charges permanentes (paillasse)

Tableau 2.27 : Poids propre de la paillasse de l'escalier (1ier et 2eme type)α=29.54°

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.20 / cos α	25	5.75
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				9.615

b- **Charge d'exploitation** $Q = 2.5KN/m$

Remarque : Les résultats **obtenus ne sont pas** définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

Chapitre 3

Calcul des éléments secondaires

III-Calcul des éléments secondaires :

Introduction

On entend par élément secondaire tout élément ne contribuant pas à la stabilité de la structure, c'est-à-dire si l'un de ceux-ci est absent la structure sera toujours en équilibre, donc on cite : les escaliers, l'acrotère, les balcons…etc.

III-1- l'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il assure la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

3.1.1- Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 90 cm de hauteur.

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

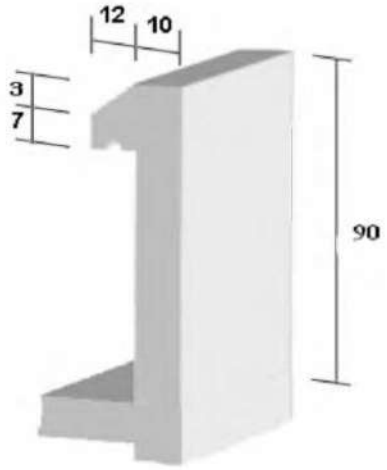


Figure III-1 : L'acrotère

3.1.2- Évaluation les charges et surcharges :

- **Charge permanente**

Poids propre : $G = [(0{,}9.0{,}1) + (0{,}12 + 0{,}07).0{,}12/2]25 = 2{,}505\,KN$

- **Charge d'exploitation**

Vu que le rôle de l'acrotère est de garder les corps, celui ci est soumis, selon l'article 7.7 du DTR BC-22, à la charge variable suivante :Q= 1.5 KN/ml

III.1.3 l'effort sismique

Les règles RPA99v2003, recommandent dans l'article 6.2.3 la prise en compte d'un effort horizontal de calcul Fp, agissant sur les éléments non structuraux et qui se calcul par la formule suivante : F=4 AC W

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu à partir du tableau 4.1 des mêmes règles, pour la zone sismique I, et le groupe d'usage 1b, ce coefficient prend la valeur suivante :

A = 0.12

Cp : facteur de force horizontale, donné par le tableau 6.1 des mêmes règles, et pour le cas des éléments en console, il prend la valeur suivante :

C_p=0.8

Wp : c'est le poids propre de l'acrotère, dont :

W =G = 2.505 KN/ml

Alors :F=4x0.12x0.8x2.505=0.962 KN/ml

III 1.4 Calcul des coordonnées du centre de gravité de l'acrotère

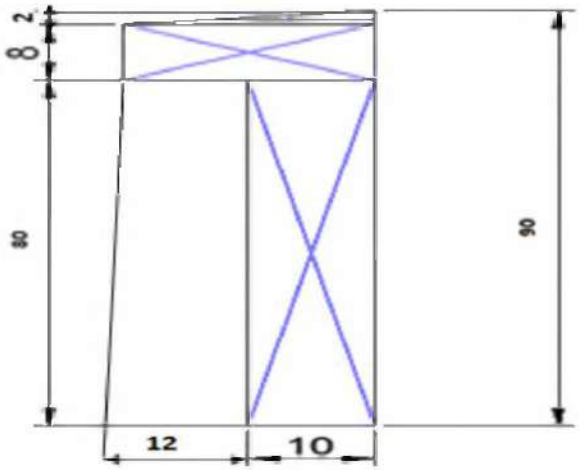


Figure III.2 : L'acrotère

Avant de procéder au calcul de celui-ci rappelons d'abord la forme géométrique de l'acrotère, qui, sera présenté dans les figures III.1

$$Z_g = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{A_1Y_1+A_2Y_2+A_3Y_3}{A_1+A_2+A_3} = \frac{(0.1*0.8*0.4)+(0.08*0.22*0.84)+((0.02*\frac{0.22}{2})*(0.88+\frac{0.02}{3}))}{(0.1*0.8)+(0.22*0.08)+(0.02*\frac{0.22}{2})}$$

$$Y_g = \frac{\sum AZ}{\sum A} = \frac{A_1Z_1+A_2Z_2+A_3Z_3}{A_1+A_2+A_3} = \frac{(0.1*0.8*0.0.5)+(0.08*0.22*0.11)+((0.02*\frac{0.22}{2})*(\frac{0.22}{3}))}{(0.1*0.8)+(0.22*0.08)+(0.02*\frac{0.22}{2})}$$

- Z_g =0.47 m =47 cm
- Y_g =0.067 m =6.10 cm

III.1.5 Calcul des sollicitations

La section la plus exposé au danger dans cet élément et celle au niveau de l'encastrement, et qui sera sous les sollicitations cité précédemment, on calcul les efforts induits par chaque une de celles-ci :

▪ Sous G :

$N_G = G = 2.505$ KN/ml

$M_G = G \times Y_g = 2.505 \times (0.067-0.05) = 0.0426$ KN.m/ml

$V_G = 0$

▪ Sous Q :

$N_Q = 0$ KN/ml

$M_Q = G \times L = 2.505 \times 0.9 = 1.35$ KN.m/ml

$V_Q = Q = 1.5$ kn/ml

▪ Sous F_p :

$N_E = 0$ KN/ml

$M_E = F_p \times Z_g = 0.962 \times 0.47 = 0.452$ KN.m/ml

$V_E = F_p = 0.962$ kn/ml

Il faut juste noter que le moment produit par la charge G : MG et M_E sont petits par rapport à MQ ; donc ce qui nous mène à prendre en compte le moment et l'effort tranchant max : M et V.

II.1.6 Combinaison des sollicitations

Etant donné que le poids propre G est stabilisateur pour l'acrotère alors il ne sera pas majoré, ce qui nous donne les combinaisons suivantes :

▪ A l'ELU :

$$N = 1.35\, N_G + 1.5\, N_Q = 1.35*2.505 + 1.5 * 0 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

$$M = 1.35\, M_G + 1.5\, M_Q = 1.35*0.0426 + 1.5*(1.35) = 2.082 \text{ KN.m/ml}$$

$V_{ser} = 1.35\ V_G + 1.5\ V_Q = 1.5*1.5 = 2.25$ KN/ml

▪ **A l'ELS :**

$N = N_G + N_Q = 2.505 + 0 = 2.505$ KN/ml

$M = M_G + M_Q = 0.0426 + 1.35 = 1.3926$ KN.m/ml

$V_E = V_G + V_Q = 1.5 =$ KN/ml

III.1.7 Ferraillage de l'acrotère à l'ELU

La section de calcul est schématisée dans la figure suivante, dont :

h = 10 cm, c = 2 cm, b = 100 cm, d = 8 cm.

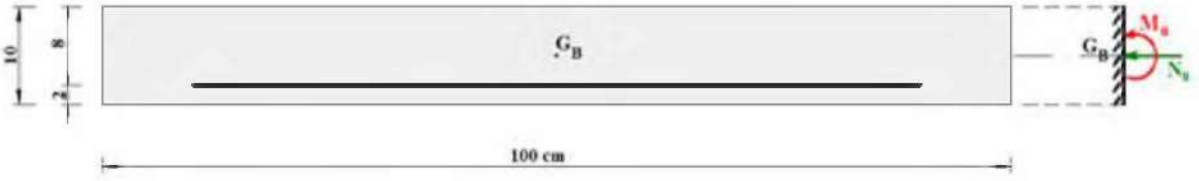


Figure III.3 : Ferraillage de l'acrotère

III.1.7.1 Détermination de l'excentricité de calcul

D'après l'article A.4.3.5 des règles CBA93, les sections sollicitées en flexion composée avec compression, doivent être vérifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, mais si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max\left\{15 \text{ et } 20x\frac{e_1}{h}\right\} \qquad (*)$$

Ces sections peuvent être vérifiées uniquement en flexion composée, à condition qu'on prenne en compte forfaitairement les effets de second ordre, on additionnant l'excentricité e2 à e1 et ea.

Dont :

e1 : est l'excentricité du premier ordre, avant application des excentricités additionnelles, elle est donnée par :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.082}{3.38} = 0.54\text{ m} = 54\text{ cm}$$

ea : excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométriques initiales de l'élément, elle se détermine par :

$$e_a = \max\left\{2\text{ cm et }\frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2\text{ et }\frac{90}{250}\right\} = 2\text{ cm} = 0.02\text{ m}$$

Lf : est la longueur de flambement de l'acrotère (console verticale), donc :

Lf = 2 L donc Lf = 2x 0.9 =1.8 m

$$\frac{L_f}{h} = \frac{1.8}{0.1} = 18 < max\left\{15\text{ et }20x\frac{0.403}{0.1}\right\} = 80.6 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Donc, l'excentricité de calcul sera : $e= e_1+e_a+e_2$

Avec :

e2 : excentricité forfaitaire qui tient compte l'effet du second ordre lié à la déformation de la structure, est elle se calcul comme suit :$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h}(2+\alpha\varphi)$

Où : Φ : rapport de la déformation finale de fluage à la déformation initiale instantané, généralement il est pris égal à 2,

α: rapport entre moments, calculer par :

$$\alpha = \frac{M_G}{1.5M_Q + M_G} = \frac{0.0426}{0.0426 + 1.5x1.35} = 0.020$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.8^2}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 0.020x2) = 19.82\ 10^{-3}\text{ m} = 1.98\text{ cm}$$

Par conséquent : e= 0.54+0.02+0.0198 =0.5798 m = 58 cm

III.1.7.2 Position du centre de pression

Pour préciser si la section est entièrement ou partiellement comprimée, on compare l'excentricité e avec la frontière du noyau centrale de la section, c'est-à-dire :

$$e = 49\text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66\text{cm}$$

Cela veut dire que le centre de pression est en dehors du noyau central, donc la section est partiellement comprimée, ainsi le calcul de ferraillage s'effectuera en flexion simple sous le moment fictif Muf qui se calcul comme suit :

$$M_{u_f} = M_u + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u\left(e + d - \frac{h}{2}\right) = 3.38\left(0.58 + 0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 2.39\text{ KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25\ \text{MPa}, \\ \text{acier FeE400}. \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.392$$

Puits on calcul le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u_f}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.39}{1 \times 0.08^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.026 < \mu_{lu} = 0.392$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire, c'est-à-dire : A's =0

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire, c'est-à-dire : $A'_{s_f} = 0$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}\right) = 0.0329$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08(1 - 0.4 \times 0.025) = 0.0789\ \text{m}$$

Comme : $\alpha = 0.025 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, c'est-à-dire :

Comme :$\alpha = 0.025 < 0.259$ l'ELU est atteint en pivot A, c'est-à-dire :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10‰ \\ \varepsilon_{bc} < 3.5‰ \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348\ \text{MPa} \end{cases}$$

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A_{s_f} = \frac{M_{u_f}}{Z_d\, \sigma_s} = \frac{2.39}{0.0789 \times 348 \times 10^3} = 8.7\ 10^{-5}\ \text{m}^2 = 0.87\ \text{cm}^2$$

Le ferraillage réel en flexion composée se déduit, donc du ferraillage fictif comme suit :

$$\begin{cases} A'_s = A'_{s_f} = 0 \\ A_s = A_{s_f} - \dfrac{N_u}{\sigma_{su}} = 8.70\ 10^{-5} - \dfrac{3.38}{348 \times 10^3} = 7.728\ 10^{-5}\ \text{m}^2 = 0.772\ \text{cm}^2 \end{cases}$$

III.1.7.3 Le ferraillage minimal

Le ferraillage minimal en flexion composée est la plus grande des deux valeurs obtenues par l'application de la règle de millième et la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s_{min}} = \max\left\{\frac{b\,h}{1000}, 0.23\,b\,d\,\frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = \max\left\{\frac{100 \times 10}{1000}, 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400}\right\} = 1\ cm^2$$

Donc : $A_s = \max\{A_{s_{min}}, A_s^{ELU}\} = \max\{1, 0.772\} = 1\ cm^2$

III.1.7.4 Description des armatures

a- Armatures principales

L'espacement des armatures principales sera de 20 cm, ce qui vérifie la condition suivante :

Fissuration préjudiciable $\rightarrow s_t \leq \min\{2h, 25\ cm\} = \min\{2 \times 10, 25\} = 20\ cm$

Comme : $A_s = 1\ cm^2 \rightarrow on adopte : 10\ T\ 10 desection A_s = 7.76\ cm^2$

$pour les armatures supérieures et inférieures, avec un espacement de\ 20cm.$

Et en généralise pour toute la longueur de l'acrotère.

b- Armatures de répartition

Selon l'article A.8.2.4.1 du CBA 93, la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales, par la baie de la formule suivante :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow \text{pour le cas des charges non concentrées,}$$

Donc : Pour 1m de langueur on a :

$$A_r \geq \frac{7.86}{4} = 1.965\ cm^2 \rightarrow \text{ on adopte : 8 T 10 avec : } A_r = 6.28\ cm^2$$

L'espacement des armatures de répartition sera de 15 cm.

III.1.7.5 Vérification du diamètre des armatures

Le diamètre adopté pour les armatures des de sens, doit vérifié la condition suivante :

$$\varphi \leq \frac{h}{10} \rightarrow \varphi = 0.8\ cm < \frac{h}{10} = \frac{10}{10} = 1\ cm \qquad \text{Condition vérifiée}$$

III.1.8 Vérification des contraintes à l'ELS

On doit vérifier que : $\begin{cases}\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s\end{cases}$

Avec :

$$\begin{cases}\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2\,f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = 201.633\ \text{MPa} \cong 202\ \text{MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6\,f_{c28} = 15\ \text{MPa}.\end{cases}$$

- Calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s :

Pour le cas de la flexion composée, et pour une section partiellement comprimée, le calcul des contraintes dans le béton et dans l'acier, s'effectue de la façon suivante :

$$c = \frac{h}{2} - e$$

Avec : $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.3926}{2.505} = 0.556\ \text{m}$

$$\Rightarrow c = \frac{0.1}{2} - 0.556 = -0.506\ \text{m}$$

On calcul les deux termes p et q comme suit :

$$\begin{cases} p = -3\,c^2 - 90\,A_s^{'}\frac{(c-d')}{b} + 90\,A_s\frac{(d-c)}{b} \\ q = -2\,c^3 - 90\,A_s^{'}\frac{(c-d')^2}{b} - 90\,A_s\frac{(d-c)^2}{b}\end{cases}$$

Où : $A_s^{'} = 0$

$$\begin{cases} p = -3\,(-0.506)^2 + 90 \times 2.31\,10^{-4}\frac{(0.08+0.506)^2}{1} = -0.76 \\ q = -2\,(-0.506)^3 - 90 \times 2.31\,10^{-4}\frac{(0.08+0.506)^2}{1} = 0.25\end{cases}$$

Puits on résolue l'équation : $z^3 + p\,z + q = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4\,p^3}{27} = 0.25^2 + \frac{4\,(-0.76)^3}{27} = -2.53\,10^{-3} < 0$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \begin{cases} \varphi = \text{Arc}\cos\left(\dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}}\right) \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \varphi = \cos^{-1}\left(\dfrac{3 \times 0.25}{2 \times (-0.76)}\sqrt{\dfrac{-3}{-0.76}}\right) \\ a = 2\sqrt{\dfrac{0.76}{3}} \end{cases}$$

Donc on trouve : $\begin{cases} \varphi = 187.35° \\ a = 1.006 \end{cases}$

Les trois solutions de l'équation de degré 3 sont comme suit :

$$\begin{cases} z_1 = a\cos\left(\dfrac{\varphi}{3}\right) = 1.006 \times \cos\left(\dfrac{187.35}{3}\right) = 0.56\ \text{m} \\ z_2 = a\cos\left(\dfrac{\varphi}{3} + 120°\right) = 1.006 \times \cos\left(\dfrac{187.35}{3} + 120\right) = -0.79\ \text{m} \\ z_3 = a\cos\left(\dfrac{\varphi}{3} + 240°\right) = 1.006 \times \cos\left(\dfrac{187.35}{3} + 240\right) = 0.038\ \text{m} \end{cases}$$

On calcul Y_{ser}, la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimé (supérieure) :$y_{ser} = z + c$

Pour z, on choisie parmi les trois solutions précédentes celui qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d \rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 0.08\ \text{m}$$

Alors on prend : $z = z_1 = 0.56\text{m}$,

$$y_{ser} = 0.56 - 0.506 = 0.054 < 0.08\ m$$

En suite en calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b\, y_{ser}^3}{3} + 15\,[A_s(d - y_{ser})^2 + A_s'\,(y_{ser} - d')^2]$$

$$\rightarrow I = \frac{1 \times 0.054^3}{3} + 15 \times 2.31\ 10^{-4}(0.08 - 0.054)^2 = 5.47\ 10^{-5}\text{m}^4$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{z\, N_{ser}}{I} y_{ser} \\ \sigma_s = 15\dfrac{z\, N_{ser}}{I}(d - y_{ser}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{0.56 \times 2.505\ 10^{-3}}{5.47\ 10^{-5}} \times 0.054 \\ \sigma_s = 15 \times \dfrac{0.56 \times 2.505\ 10^{-3}}{5.47\ 10^{-5}} \times (0.08 - 0.054) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.385\ MPa \cong 1.4\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa & \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 10.00\ MPa \cong 10\ MPa < \bar{\sigma}_s = 202\ MPa & \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion :

Le ferraillage adopté à l'ELU, est valable pour l'ELS.

III .1.9 Vérification à l'effort tranchant (ELU)

Suivant l'article A.5.1.1 des règles CBA 93, on doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :
$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{2.25\ 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0281\ MPa \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}, 5\ MPA\right\} = 3.33\ MPa \end{cases}$$

Donc : $\tau_u = 0.028 < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$ Condition vérifiée

Cela veut dire que ce n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

III.2. Plancher à corps creux :

Comme a été motionné dans le chapitre précédent, notre ouvrage a deux types différents de dalles, une dalle pleine, et une dalle à corps creux en (16+4). En premier lieu on effectue un calcul des nervures du corps creux, et en second lieu on effectue le calcul de la dalle pleine et son ferraillage.

III.2.1 Les planchers en corps creux

Pour les planchers, on remarque qu'ils ont tous la même charge permanente hors mis celui de la terrasse, tandis que les charges d'exploitations sont différentes on se contentera d'étudier un seul en détail pour illustré la méthode de calcul, et les autres seront tous résumé dans un tableau.

- Etage courant : $G = 5.85\ Kn/m^2$
- Plancher terrasse accessible $G = 6.32\ Kn/m^2$

Pour les charges d'exploitation de chaque niveau voir le **tab .II.10**

III.2.1.1 Ferraillage de la dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm ; pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm ; pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

- $sil < 50cm \Longrightarrow A_s > \frac{200}{f_e}(cm^2) f_e enMPa$
- $si \ \ 50cm < l < 80cm \Longrightarrow A_s > \frac{4\,l}{f_e}(cm^2)$
- l : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas : $f_e = 520\ MPa\ ; l = 65\ cm$

- $50cm < l < 80cm \Longrightarrow A_s > \frac{4*65}{520} = 0.5\ (cm^2)$

Le diamètre des barres doit être : $\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{4}{10} = 0.4\ cm$

On prend un diamètre $\phi = 6\ mm$ (diamètre minimale disponible) pour les deux sens.

On prend $(3\phi 6)$ de surface $A_{S1} = 0.85cm^2$ avec un espacement

$St = 15\ cm \leq 20$ Condition verifieé

Donc : pour $1ml$ on prend $7\phi 6\ /ml$ de surface $A_s = 1.98cm^2$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent vérifiée :

$$A_{s2} \leq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1.98}{2} = 0.99\ cm^2$$

$Soit\ 4\phi 6$ Avec un espacement $St = 15cm$

Donc pour la dalle de compression, on adopte un treille soudé d'un quadrillage à maille de 150*150 mm suivant les deux sens.

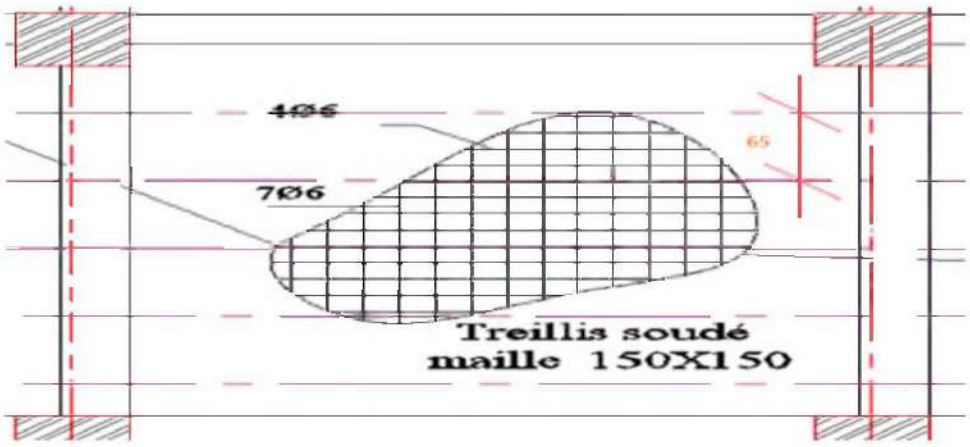


Fig. III.4Détail d'un treillis soudé

III.2.1.2 Ferraillage des poutrelles

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes :

- Etape 1: avant coulage.
- Etape 2: après coulage.

A. Avant le coulage

Cette étape consiste à enrober les armatures inférieures par coulage du béton dans la partie inférieure.

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge due à l'ouvrier. Qui est considérer comme une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5xL) kN,

B. Après coulage :

Après le coulage du béton du plancher, la poutrelle initialement isostatique devient continue, et peut être étudiée en flexion simple, soit comme section rectangulaire de largeur b = 100mm et de hauteur la hauteur du plancher h=200mm.

On fera une étude sur le plancher de tous les cas des étages.

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Mais ces chargement sont donné au mettre linéaire, ce qu'on cherche c'est le chargement revenant à chaque entrevous soit avec une largeur de 0.65m. Les charges sont résumées après dans un tableau.

Tableau 3-3 : Actions de calcul des poutrelles après coulage :

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
Terrasse	6,32*0.65=4,108	1,5*0.65=0.975	7	5.083
Courant	5.85*0.65=3.80	4*0.65=2,6	9,03	6.4

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable.

On a cinq types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 10 travées.
- Poutrelle a 6 travées.

III.2.1.2.1. Méthodes de calcul :

III.2.1.2.1. a. La méthode forfaitaire :

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

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

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5\ kn. \end{cases}$$

- 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.

- **Exposé de la méthode :[1]**

On désigne chaque travée par :

Pour chaque travée, on pose : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

- M_0le moment fléchissant isostatique de la travée considérée.
- M_w et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- Mt le moment maximal en travée en prenant en compte la continuité.

On doit avoir :

▪ $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\,\alpha) M_0 \\ 1.05\, M_0 \end{cases}$ .....(1)

Les valeurs prise pour $M_t, M_w et M_e$ doivent vérifier les conditions suivantes :

▪ *Travée de rive :*

$$Mt \geq \left[\left(\frac{1.02 + 0.3\,\alpha}{2} \right) M_0 \right] \text{.....(2)}$$

▪ *Travée intermédiaire :*

$$Mt \geq \left[\left(\frac{1 + 0.3\,\alpha}{2} \right) M_0 \right] \text{.....(3)}$$

• *Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :*



- **L'effort tranchant**

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_e : effort tranchant à droite de la travée.

III.2.1.2.1.b. Méthode de CAQUOT : [1]

Pour une poutre continue sur (n) appuis, la méthode des 3 moments aboutit à résoudre un système de (n-1) équations à (n-1) inconnues qui sont les moments sur les appuis. La méthode de calcul par Albert Caquot (1881-1976) part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considéré.

Portées de calcul (selon Caquot)

· Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (L*w*) et à droite (L*e*)

· On détache de chaque coté des appuis des travées fictives de longueur L*w et* Le

Le principe de méthode Caquot est celle de charge et décharge on doit donner un schéma explicatif pour un seul portique. (Cas d'un portique a 3 travées).

L*w et* Le = 0.8 L pour les travées intermédiaires.

L*w et* Le = L pour les travées de rives sans console.

▪ **Détermination du moment minimum à l'appui (Ma)** :

On obtient le moment min à l'appui en déchargeant les deux travées adjacentes à cet appui

▪ **Détermination du moment maximum à l'appui (Ma)** :

On obtient le moment max à l'appui en surchargeant les deux travées adjacentes à cet appui.

▪ **Détermination du moment maximum en travée Mt :**

On obtient le moment max en une travée en la surchargeant la travée adjacente.

▪ **Détermination du moment minimum en travée Mt:**

On obtient le moment min en une travée en la déchargeant la travée adjacente.

Tableau 3.4 : les moments par la méthode Caquot

Moment isostatique Mo	$\mathbf{ql^2/8}$	
Moment en travée Mt	$\frac{ql^2}{8} - (\frac{Mw + Me}{2})$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$(q_w l'^3_w + q_e l'^3_e)/(8.5(l'_w + l'_e))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(\frac{ql}{2}) + (\frac{Mw - Me}{l})$
	Te	$-(\frac{ql}{2}) + (\frac{Mw - Me}{l})$

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.1.2.1.c Sollicitations de calcul :

On a quatre types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire:

a- ELU:

- Vérification de la validité de la méthode forfaitaire

• 1ère condition : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou $5\ KN/ml$

$G = 4.108\ KN/mlQ = 4\ KN/ml$Condition vérifiée

• 2ème condition : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées. *Condition vérifiée*

$I = Cte$ Pour toutes les travées

• 3ème condition : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

Condition vérifiée $0{,}8 \leq li / li + 1 \leq 1{,}25$

• 4ème condition : La fissuration est peu nuisible. *Condition vérifiée.*

Donc on la méthode forfaitaire est belle et bien valide, donc on pourra l'appliquer.

- Etage courant : G=3.80 kn/ml Q=2.6 kn/ml

▪ Poutrelle a six travées(axe A):

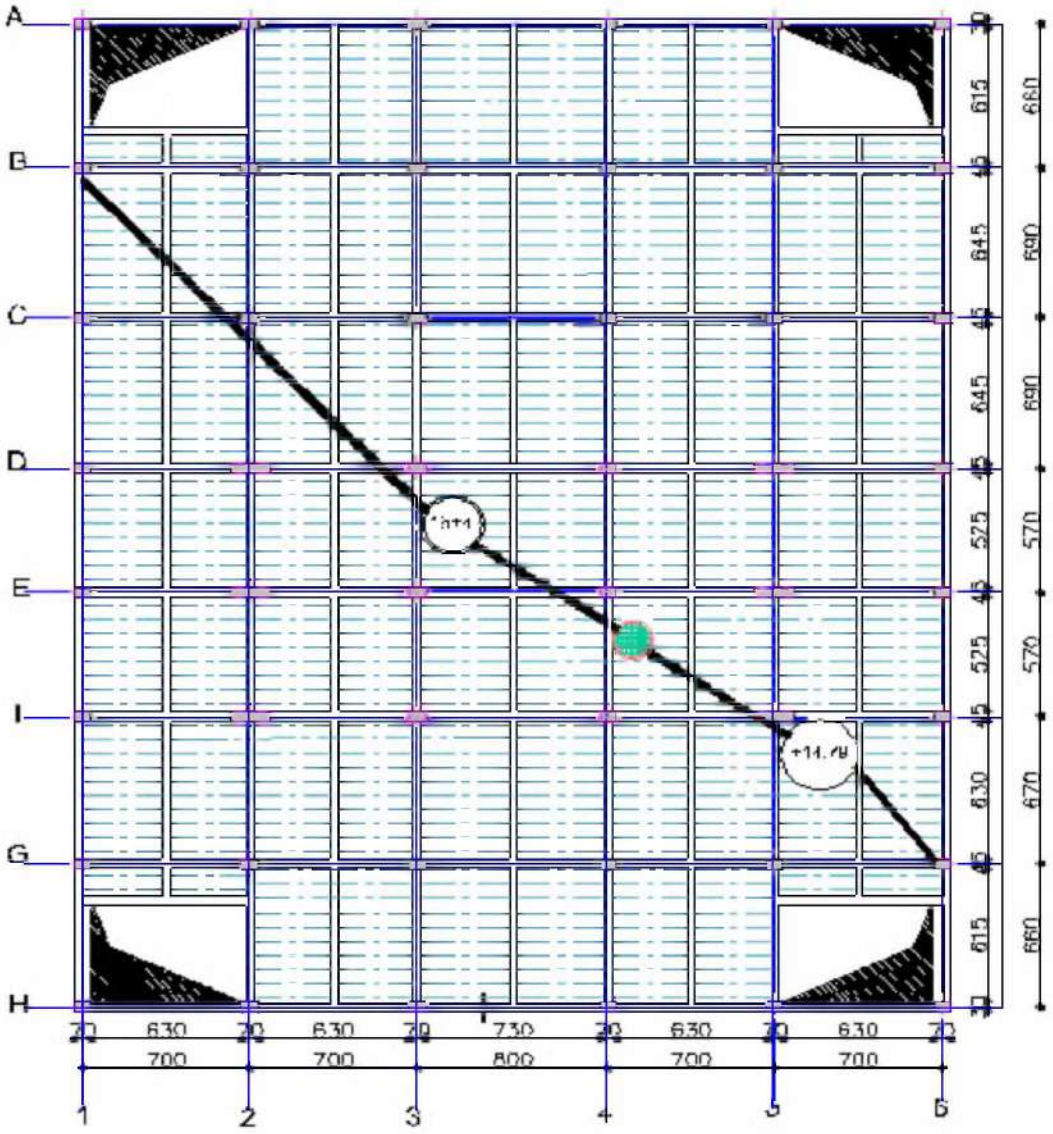


Figure III.5:schémastatique des poutrelles

Tableau 3.5 : les sollicitations sur les poutrelles de six travées axe A :

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)	Tw (KN)	Te (KN)
1	9,03	3,20	11,56	0,42	10,35	0,00	5,78	11,56	-17,34
2	9,03	3,20	11,56	0,42	8,04	5,78	4,62	15,03	-13,87
3	9,03	3,70	15,45	0,42	11,52	6,18	6,18	16,71	-16,71
4	9,03	3,70	15,45	0,42	11,52	6,18	6,18	16,71	-16,71
5	9,03	3,20	11,56	0,42	8,04	4,62	5,78	13,87	-15,03
6	9,03	3,20	11,56	0,42	10,35	5,78	0,00	17,34	-11,56

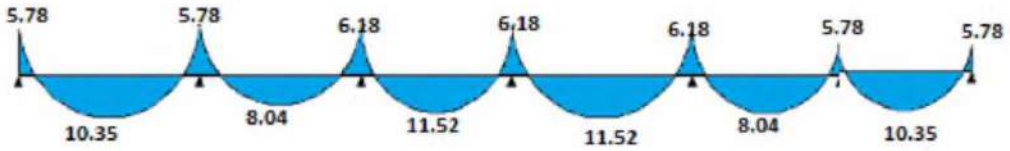


Figure III.6: Diagramme des moments(kN.m) (axe A).

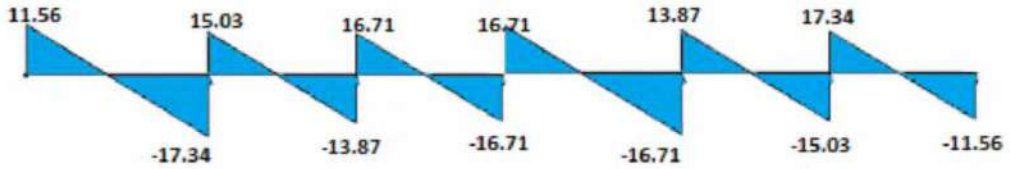


Figure III.7: Diagramme des efforts tranchant (kn) axe A.

- **Poutrelle a 10 travées (axe G) :**

Tableau 3.6 : les sollicitations sur les poutrelles de dix travées (axe G) :

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)	Tw (KN)	Te(KN)
1	9,03	3,20	11,56	0,42	10,35	0,00	5,78	11,56	-17,34
2	9,03	3,20	11,56	0,42	8,04	5,78	4,62	15,03	-13,87
3	9,03	3,20	11,56	0,42	8,62	4,62	4,62	14,45	-14,45
4	9,03	3,20	11,56	0,42	8,62	4,62	4,62	14,45	-14,45
5	9,03	3,70	15,45	0,42	11,52	6,18	6,18	16,71	-16,71
6	9,03	3,70	15,45	0,42	11,52	6,18	6,18	16,71	-16,71
7	9,03	3,2	11,56	0,42	8,62	4,62	4,62	14,45	-14,45
8	9,03	3,2	11,56	0,42	8,62	4,62	4,62	14,45	-14,45
9	9,03	3,2	11,56	0,42	8,04	4,62	5,78	13,87	-15,03
10	9,03	3,2	11,56	0,42	10,35	5,78	0	17,34	-11,56

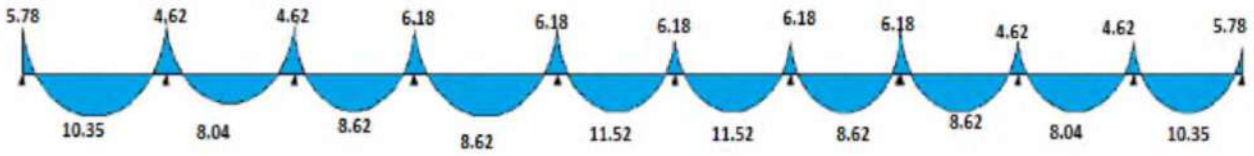


Figure III.8: Diagramme des moments (kN.m)(axe G).

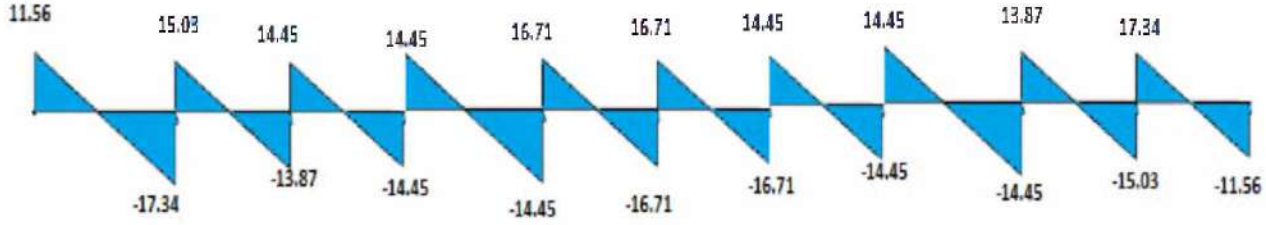


Figure III.9: Diagramme des efforts tranchant (kn) (axe G).

Terrasse : G=4.108 kn/ml Q=0.975 kn/ml

- **Poutrelle a six travées.**

Tableau 3.7 : les sollicitations sur les poutrelles a six travées (axe A) :

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (KN m)	Mw (KN m)	Me (KN m)	Tw (KN)	Te (KN)
1	7,01	3,20	8,97	0,19	7,42	0,00	4,49	8,97	-13,46
2	7,01	3,20	8,97	0,19	5,62	4,49	3,59	11,66	-10,76
3	7,01	3,70	11,99	0,19	8,12	4,80	4,80	12,97	-12,97
4	7,01	3,70	11,99	0,19	8,12	4,80	4,80	12,97	-12,97
5	7,01	3,20	8,97	0,19	5,62	3,59	4,49	10,76	-11,66
6	7,01	3,20	8,97	0,19	7,42	4,49	0,00	13,46	-8,97

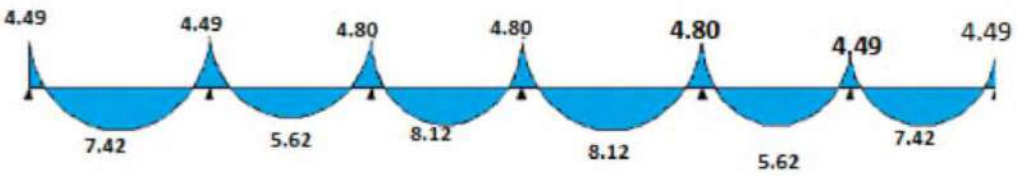


Figure III.10: Diagramme des moments axe A.

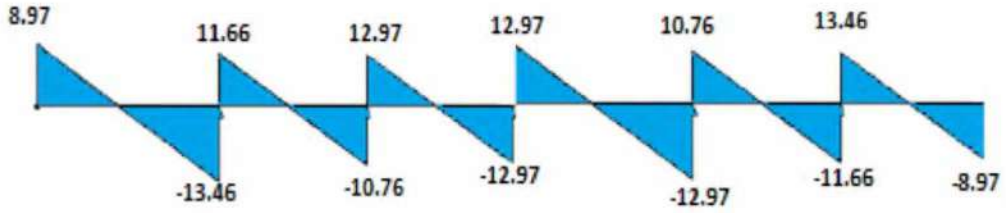


Figure III.11: Diagramme des efforts tranchant axe A.

- **Poutrelle a 10 travées.**

Tableau 3.8 : les sollicitations sur les poutrelles

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)	Tw (KN)	Te (KN)
1	7,01	3,20	8,97	0,19	7,42	0,00	4,49	8,97	-13,46
2	7,01	3,20	8,97	0,19	5,63	4,49	3,59	11,66	-10,76
3	7,01	3,20	8,97	0,19	6,08	3,59	3,59	11,21	-11,21
4	7,01	3,20	8,97	0,19	6,08	3,59	3,59	11,21	-11,21
5	7,01	3,70	11,99	0,19	8,13	4,80	4,80	12,97	-12,97
6	7,01	3,70	11,99	0,19	8,13	4,80	4,80	12,97	-12,97
7	7,01	3,2	8,97	0,19	6,08	3,59	3,59	11,21	-11,21
8	7,01	3,2	8,97	0,19	6,08	3,59	3,59	11,21	-11,21
9	7,01	3,2	8,97	0,19	5,63	3,59	4,49	10,76	-11,66
10	7,01	3,2	8,97	0,19	7,42	4,49	0	13,46	-8,97

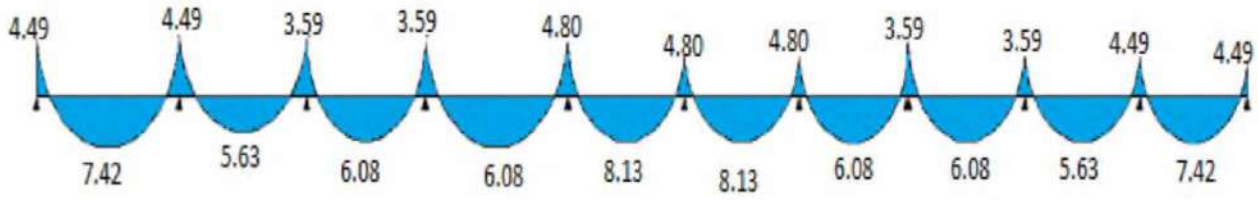


Figure III.12: Diagramme des moments axe G.

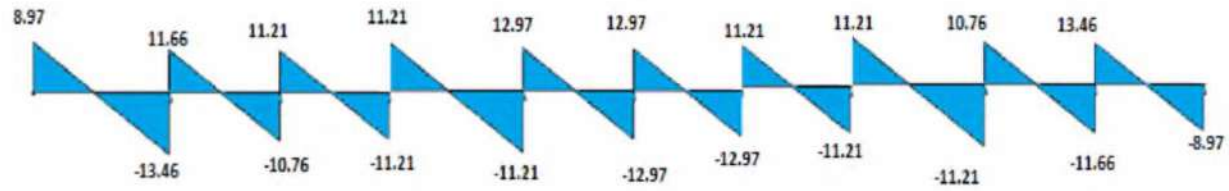


Figure III.13: Diagramme des efforts tranchant axe G.

b- ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, ce qui est le cas ici , les grandeurs calculées sont proportionnellement à cette charge , pour obtenir les valeurs à l'ELS il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_{ser}/q_u qui égale à 0.7

-Etage courant :

- Poutrelle a six travées :

Tableau 3.9 : les sollicitations sur les poutrelles :

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)
1	6,40	3,20	8,19	0,42	7,34	0,00	4,10
2	6,40	3,20	8,19	0,42	5,70	4,10	3,28
3	6,40	3,70	10,95	0,42	8,17	4,38	4,38
4	6,40	3,70	10,95	0,42	8,17	4,38	4,38
5	6,40	3,20	8,19	0,42	5,70	3,28	4,10
6	6,40	3,20	8,19	0,42	7,34	4,10	0,00

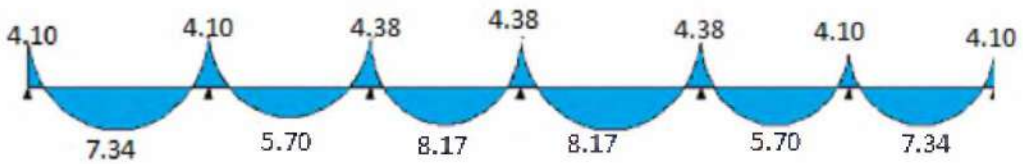


Figure III.14: Diagramme des moments axe A.

- Poutrelle a dix travées :

Tableau 3.10 : les sollicitations sur les poutrelles

travées	Pu (kn/m)	L (m)	M0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)
1	6,40	3,20	8,19	0,42	7,34	0,00	4,10
2	6,40	3,20	8,19	0,42	5,70	4,10	3,28
3	6,40	3,20	8,19	0,42	6,11	3,28	3,28
4	6,40	3,20	8,19	0,42	6,11	3,28	3,28
5	6,40	3,70	10,95	0,42	8,17	4,38	4,38
6	6,40	3,70	10,95	0,42	8,17	4,38	4,38
7	6,40	3,2	8,19	0,42	6,11	3,28	3,28
8	6,40	3,2	8,19	0,42	6,11	3,28	3,28
9	6,40	3,2	8,19	0,42	5,70	3,28	4,10
10	6,40	3,2	8,19	0,42	7,34	4,10	0

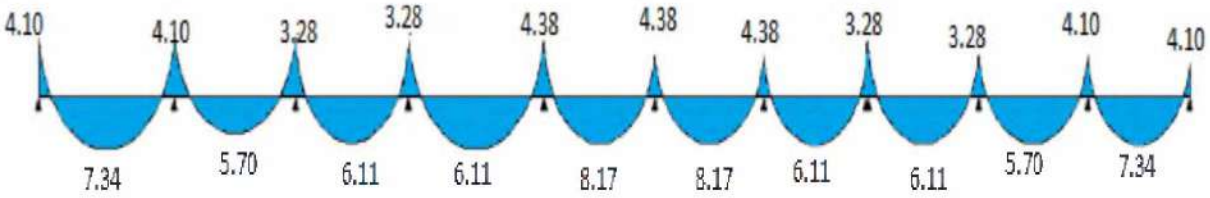


Figure III.15: Diagramme des moments axe A.

-Terrasse:

- Poutrelle a six travées :

Tableau 3.11 : les sollicitations sur les poutrelles

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (KN m)	Mw (KN m)	Me (KN m)
1	5,08	3,20	6,50	0,19	5,38	0,00	3,25
2	5,08	3,20	6,50	0,19	4,08	3,25	2,60
3	5,08	3,70	8,69	0,19	5,89	3,48	3,48
4	5,08	3,70	8,69	0,19	5,89	3,48	3,48
5	5,08	3,20	6,50	0,19	4,08	2,60	3,25
6	5,08	3,20	6,50	0,19	5,38	3,25	0,00

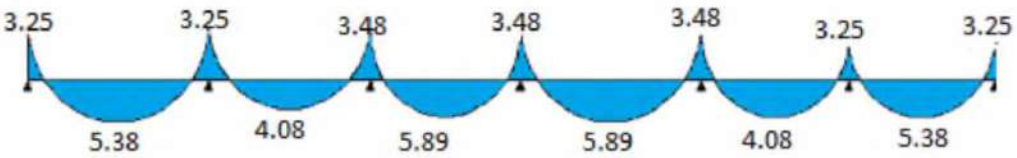


Figure III.16: Diagramme des moments axe A.

- Poutrelle a dix travées :

Tableau 3.12 : les sollicitations sur les poutrelles

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt(kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)
1	5,08	3,20	6,51	0,19	5,38	0,00	3,25
2	5,08	3,20	6,51	0,19	4,08	3,25	2,60
3	5,08	3,20	6,51	0,19	4,41	2,60	2,60
4	5,08	3,20	6,51	0,19	4,41	2,60	2,60
5	5,08	3,70	8,70	0,19	5,89	3,48	3,48
6	5,08	3,70	8,70	0,19	5,89	3,48	3,48
7	5,08	3,2	6,51	0,19	4,41	2,60	2,60
8	5,08	3,2	6,51	0,19	4,41	2,60	2,60
9	5,08	3,2	6,51	0,19	4,08	2,60	3,25
10	5,08	3,2	6,51	0,19	5,38	3,25	0

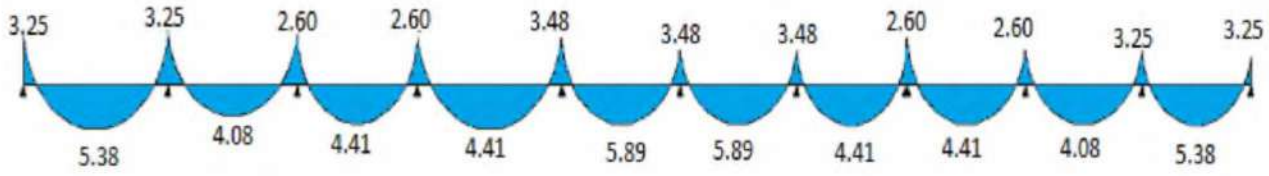


Figure III.17: Diagramme des moments axe G.

III.2.2. Récapitulations

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

Tableau 3.13: Récapitulations des efforts :

	ELU			ELS	
	Ma (kN.m)	**Mt (kN.m)**	**Tu (kN)**	**Ma (kN.m**	**Mt (kN.m)**
Sollicitations	6.18	11.52	17.34	4.38	8.17
référence	Poutrelle à 3 travées, Type 1	Poutrelle à 3 travées, Type 1	Poutrelle à 3 travées, Type 1	Poutrelle à 3 travées, Type 1	Poutrelle à 3 travées, Type 1

III.2.3. Calcul du ferraillage :

Une fois les diagrammes des moments et efforts tranchants trouvés, on passe au ferraillage, dans un premier lieu ; il faut chercher le cas limite ou l'axe neutre est situé au raccord entre nervure et table.

$$\text{On a : } \alpha = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$$

On doit déterminera μ et le moment capable pour les deux blocs on résume les calculs dans le tableau suivante :

$$\alpha = 0.22 \Longrightarrow \mu = 1.14\alpha - 057\alpha^2 - 0.07 = 0.153$$

Puis on calcul le moment capable de la table :

$$M_t = \mu \ bd^2 f_{bc}$$

$$M_t = 0.153 * 0.65 * 0.18^2 * 14.20 * 10^3 = 45.75\ KN.m\ .$$

$$M_{tu} = 11.52\ KN.m\ < M_t = 45.75\ KN.m$$

On remarque que le moment capable par table est plus grand par apport que celle du moment calculée .Donc l'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table.

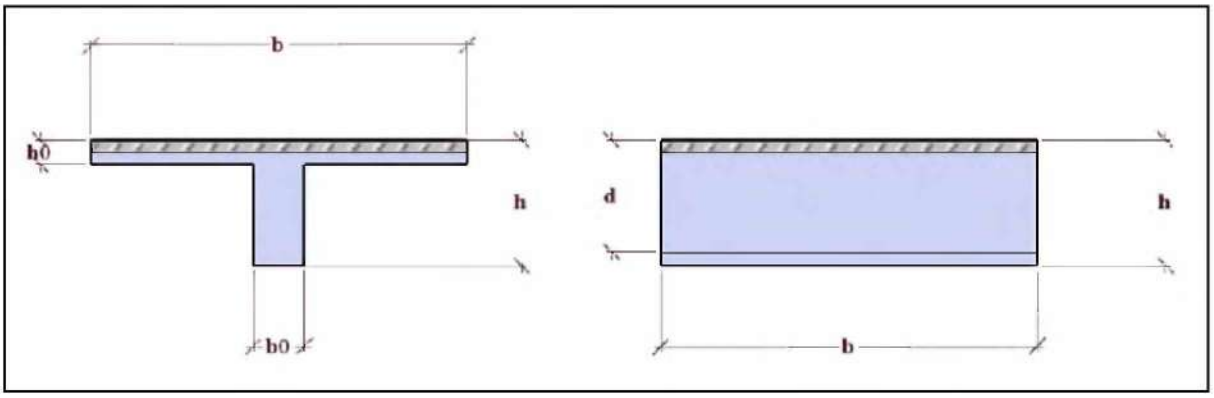


Fig.III.18 Calcul d'une section en T

- **En travée:**

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.52 * 10^{-3}}{0.65 * 0.18^2 * 14.20} \Rightarrow \mu = 0.038 < \mu_{lim}$$

$$\Rightarrow \grave{A}_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.038}) \Rightarrow \alpha = 0.049.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.049 = 0.980$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\sigma_{su}\beta d} = \frac{11.52 * 100}{348 * 18 * 0.980} = 0.18\ cm^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{smin} \geq \left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \Longrightarrow A_{smin} = 1.3\ cm^2$$

$A_s < A_{smin}$, on prend A_{smin}et on choisit (3 T10) de section $A_s = 2.35\ cm^2$

- En appui :

$$\mu = \frac{M_{au}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.18 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18^2 * 14.20} \Rightarrow \mu = 0.134 < \mu_{lim} = 0.186.$$

$$\Rightarrow \grave{A}_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.134}) \Rightarrow \alpha = 0.18.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.18 = 0.927$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\sigma_{su}\beta d} = \frac{6.18 * 100}{348 * 18 * 0.927} = 0.106\ cm^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{smin} = max\left\{\frac{b_0 h}{1000}; 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \Longrightarrow A_{smin} = 0.217\ cm^2$$

$A_s > A_{smin}$, on prend As et on choisit (3 T10) de section $A_s = 2.35\ cm^2$

Espacement : d'après RPA99/V2003 [7.5.2.2]

Dans les zones nodales :

$$St = min\{\ h/4\ ;\ 12\varphi_l\} \Rightarrow St = 5\ cm$$

En de hors de la zone nodale :

$$St \leq h/2 = 10cm \Rightarrow St = 10\ cm$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{17.34 * 10^{-3}}{0.65 * 0.18} = 0.15\ MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5MPa\right\} = 3.33\ MPa$$

Donc :

$$\tau_u = 0.15Mpa\ < \bar{\tau} = 3.33\ Mpa$$ condition verifiée

- Vérification à l'ELS:

- Vérification des contraintes : (fissuration peu préjudiciable).

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.52}{8.17} = 1.41$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.60 > \alpha = 0.034$$

On a As > As $_{min}$ on adopte 3T12 de section As=2.82 cm².

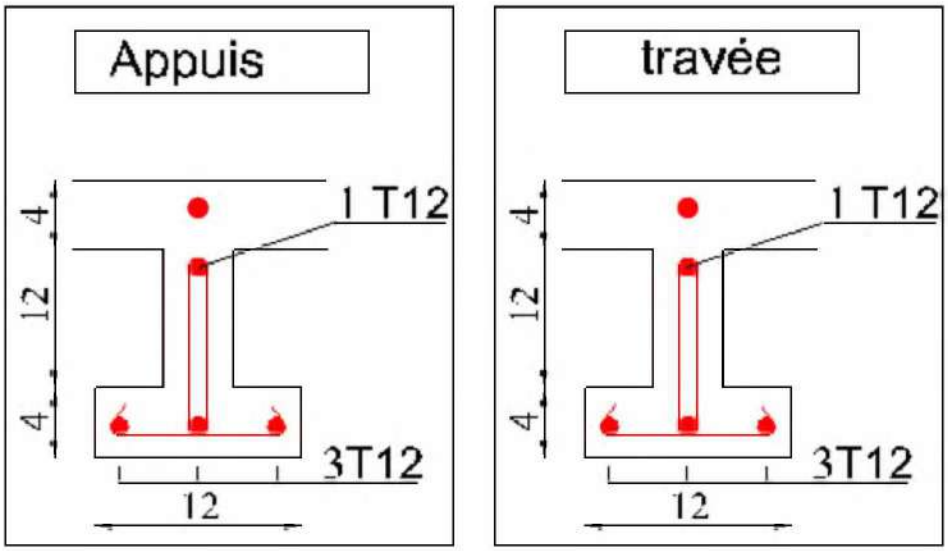


Figure III.19 : ferraillage des poutrelles

III.3Dalle pleine

III.3.1 Principe de calcul

La dalle pleine : est un ouvrage porteur horizontal en béton arme, d'épaisseur faible par rapport a ses autres dimensions dans notre cas l'épaisseur est 14cm.



Fig. III.20: **Ferraillage dalle pleine**

D'abord il faut déterminer la méthode de calcul qui sera utilisée (méthode forfaitaire ou par ligne de rupture) et puis on calcule le rapport α, qui est le rapport de la petite dimension du panneau à la plus grande, ce qui nous permet de distinguer si ce panneau travaille suivant un ou deux sens. La fissuration sera considérée comme peu préjudiciable.

Pour notre ouvrage, on a : les panneaux dalles pleines suivant :
Comme on a déjà mentionné dans le chapitre précédent la dalle pleine sera utilisée dans l'auditorium, et dans la tour comme il 'est présente dans le chapitre précédant. Pour le calcul de cette dernière on choisit la plus sollicitée « panneau intermédiaire » et autre panneau de rive, le calcul se fera manuellement par la méthode ligne de rupture.

Dans notre cas on a un panneau dalle pleine de forme rectangulaire, il est encastré sur quatre côtés de dimension (3.7x5.3) m^2, voir la figure III.22ci-après :

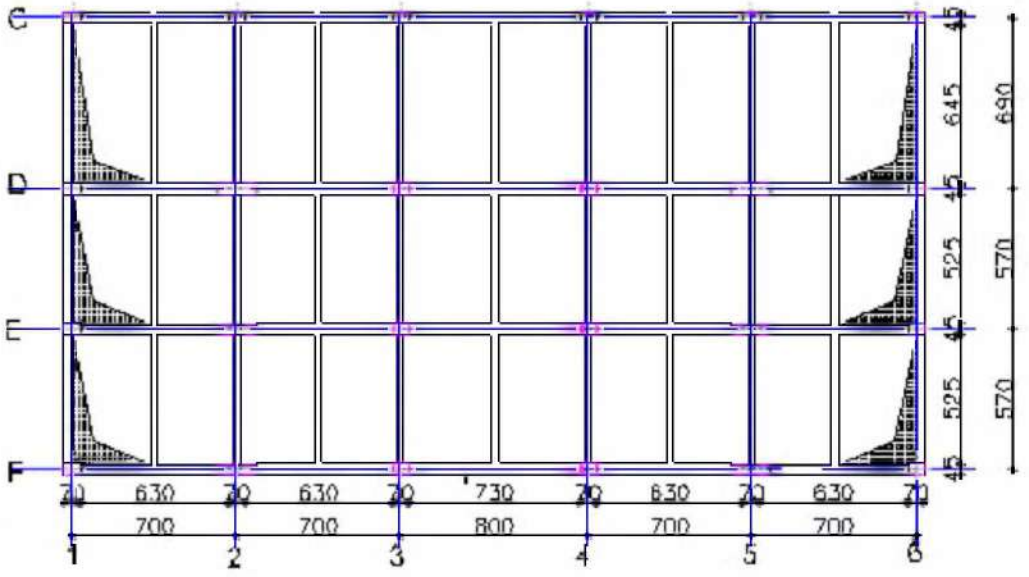


Figure III.21 : Schéma de dalle pleine

Notre panneau est un panneau intermédiaire encastré sur leur conteur.

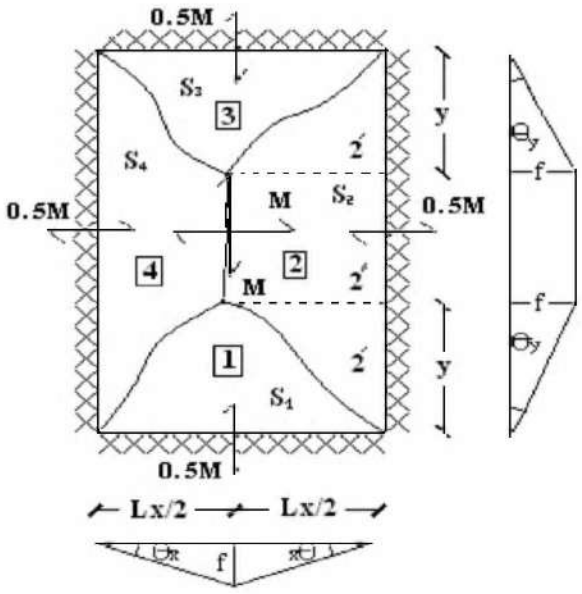


Figure III.22 : Schéma des moments

- Méthode ligne de rupture:

➢ Les moments aux niveaux des appuis sont en fonction du sens porteur ou non porteur.

$$\begin{cases} L_x = 3.7\text{m} \\ L_y = 5.3\text{ m} \\ \rho = \dfrac{L_x}{L_y} = \dfrac{3.7}{5.3} = 0.70 > 0.4 \end{cases}$$

Donc la dalle travail selon deux directions.

a- Travail externe :

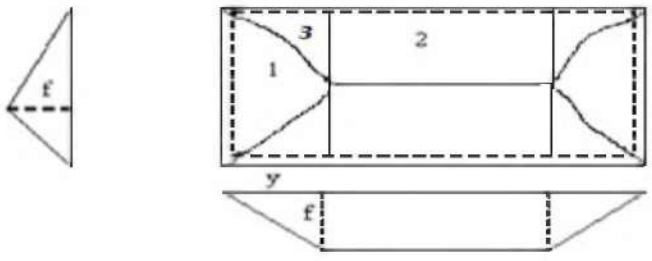


Fig.III.23 Schéma dutravail externe

- $T_{ext}^{1} = qs_1 f_{cdg}^{1}$
- $T_{ext}^{2} = qs_2 f_{cdg}^{2}$
- $T_{ext}^{3} = qs_3 f_{cdg}^{3}$

Tab.3.14 Travail externe :

Elément	Aire de charge	Déplacement de CG	Travail externe pour la charge q_u
1	1.85 y	$f/3$	0.62q.f.y
3	1.85 y	$f/3$	0.62q.f.y
2	19.61-7.4 y	f	19.61 q.f – 7.4q.y.f
			$\sum$ T = 19.61 q.f – 6.16q.y.f

b- Travail interne :

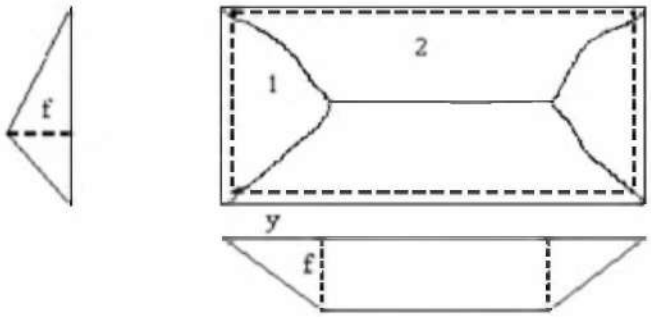


Fig.III.24 Schéma dutravail interne

Mx=M_0 My= M_0

$T_{int}^{1} = M_y L_x \theta_y$ et $T_{int}^{1} = M_x L_y \theta_x$

$$\theta_y = \frac{f}{y}\theta_x = \frac{f}{L_x/2} = \frac{2f}{L_x}$$

Tab.3.15Travail interne

Eléments		Moment de rupture M	Longueur de ligne de rupture L	Rotation θ	Travail interne M.L.θ
1	+	M	3.7	f/y	7.4 M $\frac{f}{y}$
	-	0.5M	3.7	f/y	3.7 M $\frac{f}{y}$
2	+	M	5.3	$\frac{2f}{3.7}$	5.73M .f
	-	0.5 M	5.3	$\frac{2f}{3.7}$	2.86M. f
					$\sum$T=8.60M.f +11.1 M.$\frac{f}{y}$

c- Principe de travail virtuel :

Travail externe = travail interne ;

$19.61\ q.f - 6.16\ q.y.f = 8.6\ M.f + 11.1\ M.\frac{f}{y} \Rightarrow f\ q\ (19.61-6.16y) = Mf\ (8.6+11.1/y)$

$$M = \frac{19.61-6.16\ y}{8.6+\frac{11.1}{y}}\ q \Rightarrow q = \frac{8.6+\frac{11.1}{y}}{19.61-6.16\ y}\ M$$

$$q'_y = 0 \text{ Avec : } q = \frac{8.6+\frac{11.1}{y}}{19.61-6.16\ y}\ M$$

Pour la fonction q(y) m est constante, et on pose aussi $q(y)=\frac{U(y)}{V(y)}$

Avec : $U(y)= 8.6 + \frac{11.1}{y}$ et $V(y) = 19.61 - 6.16\ y$

D'où $q' = 0$ donc $u'v - v'u = 0$ avec $u' = \frac{-11.1}{y^2}$ et $v' = -6.16$

$(\frac{-11.1}{y^2})(19.61 - 6.16\ y) - (-6.16)(8.6 + \frac{11.1}{y}) = 0$.....(*)

$52.98y^2 + 136.752\ y - 217.67 = 0$

On a: $y=1.1$ m et $q = \frac{8.6+\frac{11.1}{y}}{19.61-6.16\ y}\ M = 1.46M$

Donc : $M_u = 0.67\ q_u$

$q_u = 1.35G + 1.5\ Q = 15.93$ KN

• Calcul du ferraillage

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

Tab 3.16 Les données de ferraillage

Béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b= 1.5**	**σ_{bc}= 14.2 MPa**	**e=3 cm**
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 14 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γ_s= 1.15	σs = 348 MPa

On a: ρ= Lx/Ly =3.7/5.3 =0.7

Et $0.4 < 0.7 \leq 1$ donc la dalle travaillant suivant deux directions

$Øp \leq \frac{h}{10}$ =14/10 =1.4 cm on adopte alors : Øx= Øy=14 mm

- dx =h-e-Ø/2=10.3 cm
- dy = dx-((Øx+ Øy)/2)=8.9 cm

Tab.3.17 : Calcul des sections de la dalle pleine

		Mu (kN.m)	μ	β	A(cm²)	A choisi	A final(cm²)
Suivant x	Travée	10.67	0.05	0.974	2.56	4 T10	3.14
	Appui	5.33	0.025	0.976	1.276	6 T 8	3.01
Suivant y	Travée	10.67	0.064	0.967	2.90	4 T 10	3.14
	Appui	5.33	0.032	0.983	1.42	6 T 8	3.01
Donc on adopte les barres de T10 pour les armatures inférieures et supérieures							

- Vérification à l'E.L.S : La fissuration est peu nuisible

$M_{ser} = 0.67\ q_{ser}$

$$q_{ser} = G + Q = 11.36\ KN$$

Détermination de la valeur de(y)

$\frac{b}{2} y^2 + n\ A'_s(d - c') - n\ A_S\ (d - y) = 0$ avec $n = 15$

Moment d'inertie

$I = \frac{b\ y^3}{3} + nA'_s\ (d - c')\ 2 + n\ A_s(d - y)^2$

$K = \frac{M_{ser}}{I}$

Tab.3.18 : Vérification à l'E.L.S

	Suivant X		Suivant y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
M_{ser} (kN.m)	7.61	3.80	7.61	3.80
σ_b (MPa)	0.6 x 25=15			
y_1(cm)	2.96	2.94	2.76	2.75
I_G (cm^4)	4973.18	4802.64	3821.64	3692.20
K (N/cm^3)	153.02	79.12	199.13	102.9
σ_b(MPa)	4.52	2.32	5.49	2.82
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$	oui	oui	oui	oui

Condition d'espacement :

Avec un espacement de 20 cm, on vérifie ces deux conditions :

$$\begin{cases} espacement\ suivant\ x\ x \leq min\{3h; 33\ cm\} = \min\{48; 33cm\} = 33\ cm \\ espacement\ suivant\ y\ y \leq min\{4h;\ 45\ cm\} = \min\{64\,;45\} = 45\ cm \end{cases}$$

Vérification au cisaillement :

Tab.3.19 : Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant y
V	$\frac{PLx.Ly}{2Ly+Lx} = \frac{15.93*3.7*5.3}{2*5.3+3.7} = 21.84$	$\frac{PLx.Ly}{3Ly} = \frac{15.93*3.7*5.3}{3*5.3} = 19.65$
τ_u	$\frac{21.84*10^3}{1000*123} = 0.177$	$\frac{19.65*10^3}{1000*109} = 0.18$
$\tau_{u\ adm}$	$\frac{0.07fcj}{\gamma b} = \frac{0.07(25)}{1.5} = 1.16$	$\frac{0.07fcj}{1.5} = 1.16$ MPa
$\tau_u \leq \tau_{u\ adm}$	oui	oui

Donc pour notre cas le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoir pas d'armatures transversales.

✓ **Vérifications préliminaires de la flèche** :

Tel que : $M_x = P_u L^2_x/8 = 27.26$kN.m

Tableau 3.20 : vérification de la flèche

1ere condition			2éme condition		
$\frac{h}{Lx}$	$\frac{Mt}{20Mx}$	$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20Mx}$	$\rho = At/bd$	$\frac{2}{fe}$	$\rho \leq 2$ fe
0.043	0.019	oui	$2.8*10^{-4}$	0.0050	oui

Donc l'Etat d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

III.4 Calcul de l'escalier

Dans la présente étude on fait référence à l'escalier detous les types on a une seul forme de 3 volées et on 'a la déférence de hauteur d'étage.

III-4-1 Hypothèses de calcul

- Les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc la fissuration sera considérée comme peu préjudiciable, ce qui conduit à un calcul de ferraillage à l'ELU suivie d'une vérification des contraintes à l'ELS,
- L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchie de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique. Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tient compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

III.4.2 Escalier a 3volées :

Pour ce type on doit étudier le 1^{ier} cas celle de3^{eme} étage et adoptera le même ferraillage pour les escaliers des autre niveaux par ce que on n'a pas d'une grands différence dans ce type, seulement dans la longueur de la paillasse. On calcul la grande portée et la petite on généralise le ferraillage pour les autre.

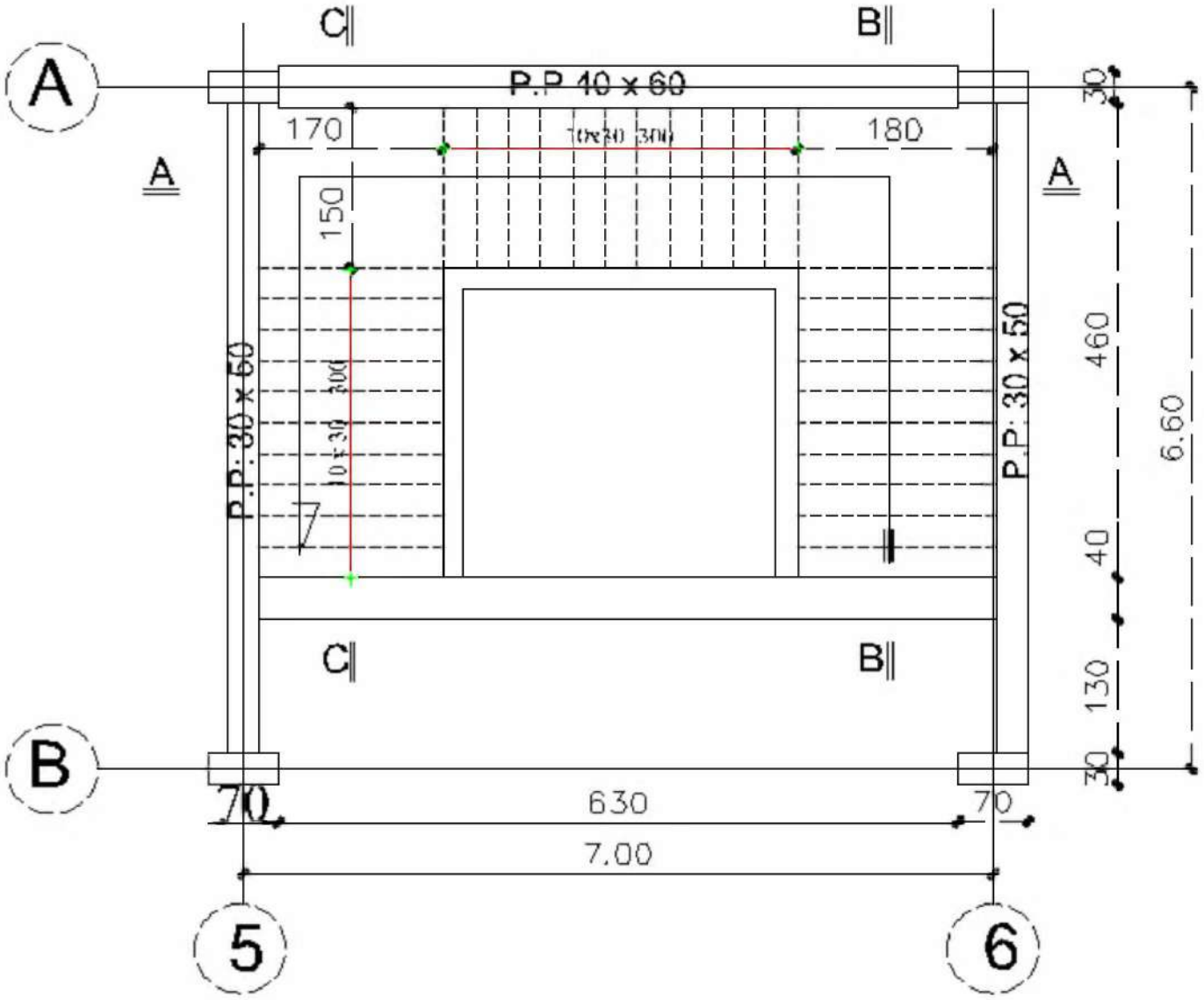


Figure II-24 : vue en plan de l'escalier.

- Evaluation des charges :

En ce qui s'agit de l'évaluation des charges c'est déjà fait dans le chapitre précédent, alors on rappel uniquement les valeurs qui sont :

$$G_{volé} = 9.62\ Kn/m^2$$

$$G_{palier} = 6.74\ Kn/m$$

$Q = 2.5\ KN/m^2$ D'après le DTR BC.2.2

- Combinaison des charges :

a- Palier :

$$\begin{cases} \boldsymbol{ELU}: q_u = 1.35\,G + 1.5\,Q = 1.35 * 9.62 + 1.5 * 2.5 = 12.84\ Kn/m^2 \\ \boldsymbol{ELS}: q_{ser} = G + Q = 4.887 + 2.5 = 9.24\ Kn/m^2 \end{cases}$$

b- Volée :

$$\begin{cases} \boldsymbol{ELU}: \ q_u = 1.35\,G + 1.5\,Q = 1.35 * 7.976 + 1.5 * 2.5 = 16.74\ Kn/m^2 \\ \boldsymbol{ELS}: \ q_{ser} = G + Q = 7.976 + 2.5 = 12.12\ Kn/m^2 \end{cases}$$

III.4.2.1 Etude de la volée 1

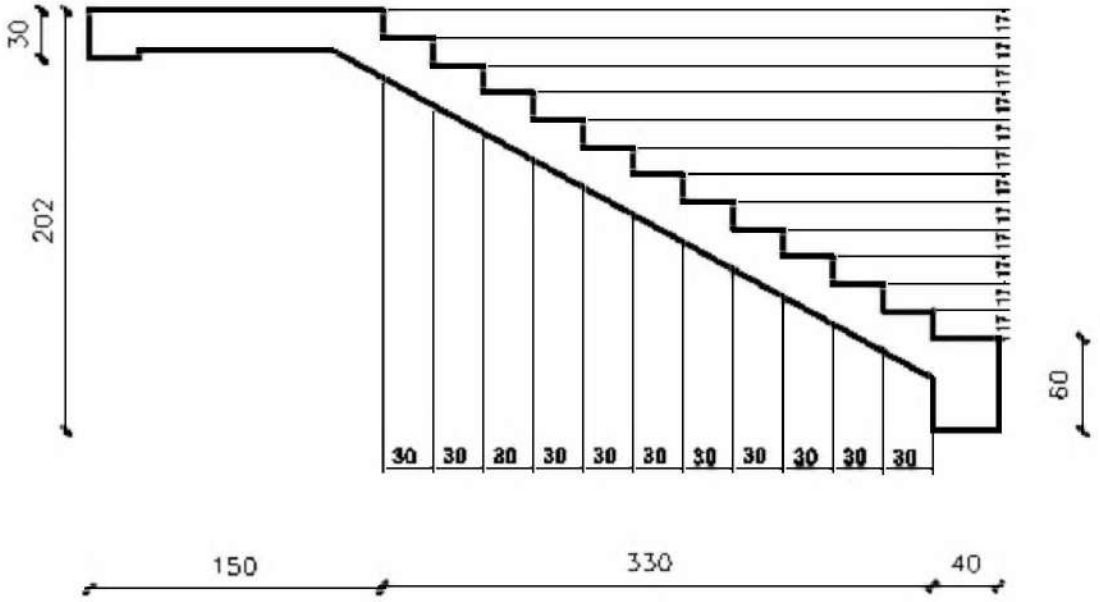
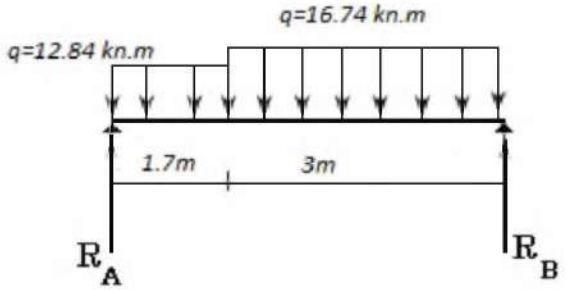


Fig.III.25 Vue de la volée 1 et schématisation des charges(ELU).

Détermination des efforts :

L'E.L.U :

Les équations d'équilibres donnent :
$R_A = 33.91$ KN
$R_B = 38.139$ KN



Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 33.91x - 6.42x^2 & x \in [0;1,7[\\ M(x) = 33.91x - 21.83(x - 0.65) - 8.37(x - 1.7)^2 & x \in [1,7;4.7[\end{cases}$$

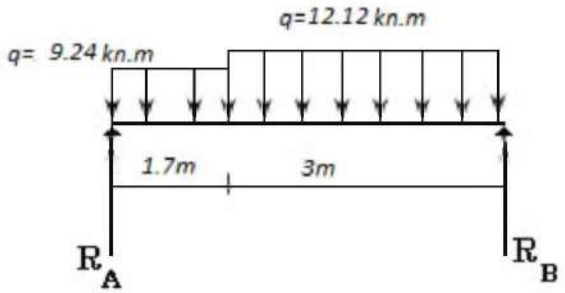
$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 33.91 - 12.84x & x \in [0;1.7[\\ T(x) = 33.91 - 12{,}84.1{,}7 - 16{,}74.(x - 1.7) & x \in [1,7;4.7[\end{cases}$$

$M_{max} = 34.02$KN.m à x = 3.2 m

$T_{max} = 38.139$ KN à x = 4.7 m

L'E.L.S :

Les équations d'équilibres donnent :



$R_A = 24.46$ KN
$R_B = 27.60$ KN

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 24.64x - 4.62x^2 & x \in [0;1,7[\\ M(x) = 24.64x - 15.71(x-0.65) - 6.06(x-1.7)^2 & x \in [1,7;4.7[\end{cases}$$

$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 24.64 - 9.24x & x \in [0;1.7[\\ T(x) = 24.64 - 9.24.1,7 - 12.12.(x-1.7) & x \in [1,7;4.7[\end{cases}$$

$M_{max} = 24.795$KN.m à x = 3.2 m

$T_{max} = 27.60$ KN à x = 4.7m

A/ Diagramme des sollicitations :

Tenant compte de l'effet de l'encastrement aux extrémités, et selon l'article **A.8.2, 32** des règles CBA 93 les moments seront ainsi :

$$\begin{cases} M_{appuis} = -0.3M_0 \\ M_{travée} = 0.95M_0 \end{cases}$$

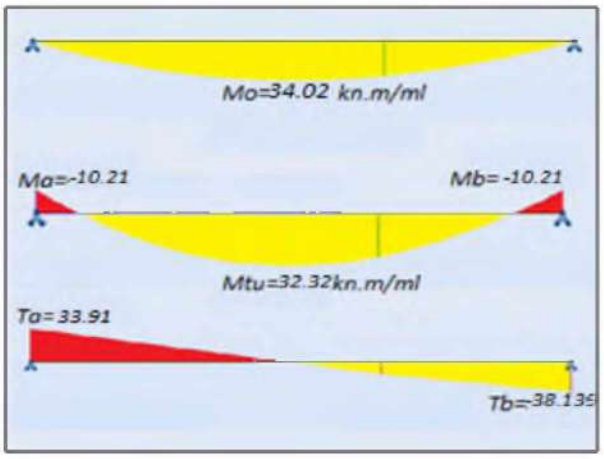


Fig.III.25 : Diagramme Des moments à l'ELU

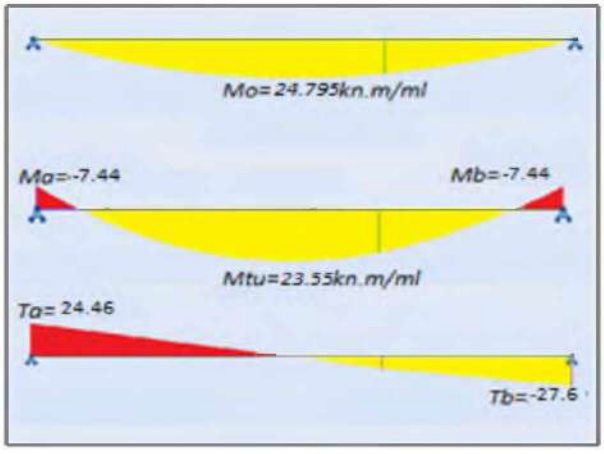


Fig.III.27 : Diagramme Des moments à l'ELS

B/Calcul du ferraillage

$M_u = 32.32\ Kn.m/ml,\ M_{ser} = 23.55\ Kn.m/ml$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{32.32}{23.55} = 1.38 \approx 1.4$$

$$\begin{cases} FeE400 \\ f_{c28} = 25\ MPa \end{cases} \Rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 * 1.4 - 0.1776 = 0.2998 \cong 0.3$$

Tableau III.22 : Caractéristique géométrique :

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	M_u	32.32	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	20	cm	M_{ser}	23.55	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	**Situation durable**					
C'	2,5	cm						

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.32}{1 * 0.175^2 * 14.2 * 1000} = 0.074 < \mu_{lu} \cong 0.3 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.082}\right) = 0.096$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.14(1 - 0.4 * 0.107) = 0.1682\ m = 16.82cm$$

$$\alpha < 0.259 \rightarrow l'ELU\ est\ atteint\ en\ Pivot\ A$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_{su} = 348\ MPa$$

$$\boldsymbol{A_s = \frac{M_u}{Z_d \sigma_s}} = \frac{\mathbf{32.32}}{0.1682 * 1000 * 348} = 5.52 * 10^{-4} m^2 = 5.52\ cm^2$$

- ***Ferraillage minimal :***

$$A_{smin} = max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \Rightarrow A_{smin} = 2.11\ cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = max\{A_{s_{min}}; A_s\} = max\{2.11;\ 5.52\} = 5.52\ cm^2$$

• ***Description des barres :***

On va adopter en travée 5T12 avec : $A_s = 5.65\ cm^2$et un espacement de :

$$s_t = 20\ cm < \bar{s}_t = min\{3h; 33cm\} = 33cm.$$

• ***Armatures de répartition :***

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{5.65}{4} = 1.41\ cm^2$$

Donc on adopte 7Ø8 avec $A_r = 3.52cm^2$, et un espacement entre barres de :

$$s_t = 15 < \bar{s}_t = min\{4h; 45cm\} = 45cm$$

C/ Vérification des contraintes de cisaillement (ELU)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3.33\ MPa$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38.139}{1 * 0.175 * 1000} = 0.21\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires pour ce cas.

D/ Vérification des contraintes normales à L'ELS

- En travée :

On à : $M_{ser} = 23.55\ KNm/ml, A_s = 5.65\ cm^2$

$$\boldsymbol{y_1} = \frac{15A_s}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5\ A_s}} - 1\right] = \frac{15 * 5.65 * 10^{-4}}{1} * \left(\sqrt{1 + \frac{1 * 0.175}{7.5 * 5.65 * 10^{-4}}} - 1\right)$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{y_1} = 4.6\ cm$$

• l'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 100 * \frac{4.6^3}{3} + 15 * 5.65(17.5 - 4.6)^2$$

$$\Rightarrow I = 14135.69\ cm^4 = \mathbf{1.42 \times 10^{-4}} m^4$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I_1} y_1 = 7.66\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa & Condition\ vérifiée \\ \sigma_s = 15\dfrac{M_{ser}}{I_1}(d - y_1) = 322.36\ MPa < \bar{\sigma}_s = 400\ MPa & Condition\ vérifiée \end{cases}$$

Le ferraillage adopté à l'ELU est satisfaisant à l'ELS.

E/ Vérification de la flèche (ELS)

On doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad pour : L \leq 5.00m$$

$$L = 4.7m \rightarrow \bar{f} = \frac{470}{500} = 0.94\ cm.$$

- ***Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :***

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n\left[A_s\left(\frac{h}{2} - c'\right)^2 + A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2\right]$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{1 * 0.20^3}{12} + 15\left(5.65 * 10^{-4}\left(\frac{0.20}{2} - 0.025\right)^2\right) = 7.14 \times 10^{-4} m^4$$

- **Calcul du facteur (λ) :**

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.65 * 10^{-4}}{1 * 0.175} = 0.0032$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 * 2.1}{0.0032 * (2+3*1)} = 6.5625.$$

- **Calcul des moments :**

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (Mg) :

$$Mg = \frac{G * L^2}{8} = \frac{9.62 * 4.7^2}{8} = 26.56\ KN.m$$

- Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$Mj = \frac{j * L^2}{8} = \frac{7.88 * 4.7^2}{8} = 21.76\ KN.m$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{ser} = 23.55\ KN.m$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \dfrac{15\,M_g}{I}(d-y) = \dfrac{15 * 26.56}{1.42 * 10^{-4}} * (0.175 - 0.046) \Longrightarrow \sigma_{sg} = 361.92\ MPa \\ \sigma_{sj} = \dfrac{15\,M_j}{I}(d-y) = \dfrac{15 * 21.76}{1.42 * 10^{-4}} * (0.175 - 0.046) \Rightarrow \sigma_{sj} = 421.056\ MPa \\ \sigma_{sp} = \dfrac{15\,M_p}{I}(d-y) = \dfrac{15 * 23.55}{1.42 * 10^{-4}} * (0.175 - 0.046) \Rightarrow \sigma_{sp} = 320.91\ MPa \end{cases}$$

- **Calcul des paramètres (μ) :**

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \dfrac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \dfrac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0032 * 361.92 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.45 \\ \mu_j = 1 - \dfrac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \dfrac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0032 * 421.056 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.51 \\ \mu_p = 1 - \dfrac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \dfrac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0032 * 320.91 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.40 \end{cases}$$

- **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$\begin{cases} I_{fv}^g = \dfrac{1.1 * I_0}{1 + 0.4\lambda_i * \mu_g} = \dfrac{1.1 * 7.14 * 10^{-4}}{1 + 0.4 * 6.56 * 0.45} \Longrightarrow I_{fv}^g = 3.60 * 10^{-4}\ m^4 \\ I_{fi}^g = \dfrac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \dfrac{1.1 * 7.14 * 10^{-4}}{1 + 6.56 * 0.45} \Rightarrow I_{fi}^g = 1.99 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fi}^i = \dfrac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = \dfrac{1.1 * 7.14 * 10^{-4}}{1 + 6.56 * 0.51} \Rightarrow I_{fi}^i = 2.04 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fi}^p = \dfrac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \dfrac{1.1 * 7.14 * 10^{-4}}{1 + 6.56 * 0.40} \Rightarrow I_{fi}^p = 2.16 * 10^{-4} m^4 \end{cases}$$

- **Calcul des flèches :**

$$\begin{cases} f_{gv} = \dfrac{M_{tg} * l^2}{10 * E_v * I_{fgv}} == \dfrac{26.56 * 4.7^2 * 10^{-3}}{10 * 10818.87 * 3.60 * 10^{-4}} \Rightarrow f_{gv} = 1.5 * 10^{-2}\ m \\ f_{gi} = \dfrac{M_{tg} * l^2}{10 * E_i * I_{fgi}} = \dfrac{26.56 * 4.7^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.2 * 1.99 * 10^{-4}} \Rightarrow f_{gi} = 9.17 * 10^{-3}\ m \\ f_{ji} = \dfrac{M_{tj} * l^2}{10 * E_i * I_{fgi}} = \dfrac{21.76 * 4.7^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.2 * 1.99 * 10^{-4}} \Rightarrow f_{ji} = 7.50 * 10^{-3}\ m \\ f_{pi} = \dfrac{M_{tp} * l^2}{10 * E_i * I_{fgi}} = \dfrac{23.3 * 4.70^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.2 * 1.99 * 10^{-4}} \Rightarrow f_{pi} = 8.04 * 10^{-3}\ cm \end{cases}$$

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

$$\text{Donc} \quad \Delta f_t = (1.5 - 0.75 + 0.804 - 0.917) * 10^{-2} = 0.637 * 10^{-2}\ m$$

$$\Delta f_t = 0.637 * 10^{-2}\ m < \bar{f} = 0.94 * 10^{-2}\ m \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

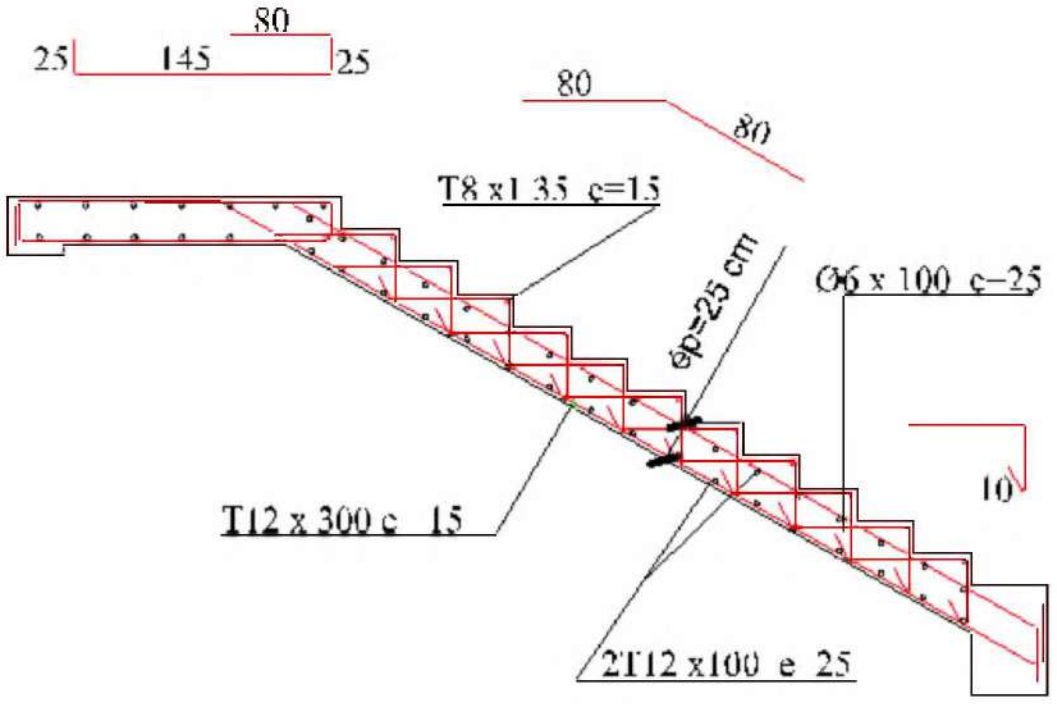


Figure III-27: ferraillage du 1ier volée.

III.4.2.2 Etude de la volée 2 :

A/ Schéma du 2eme volées :

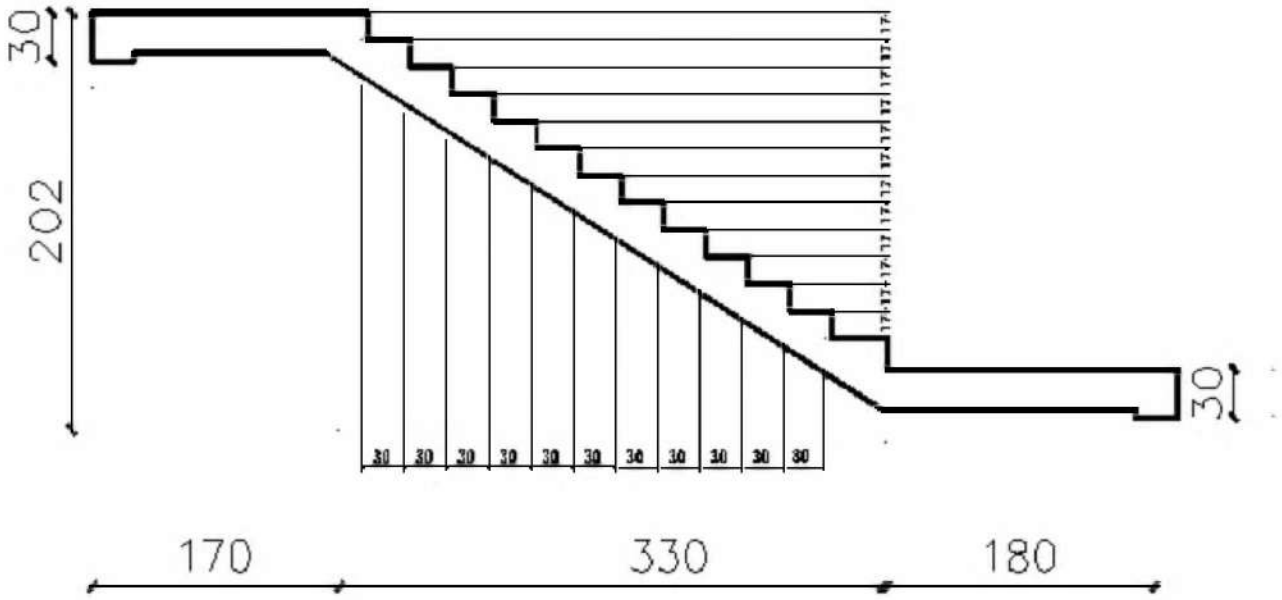


Figure III-28: schème du 2eme volée.

G_{palier}=11.04 kn/m²

$G_{volées}$ =7.99 kn /m²

Q = 2.5 kn/m²

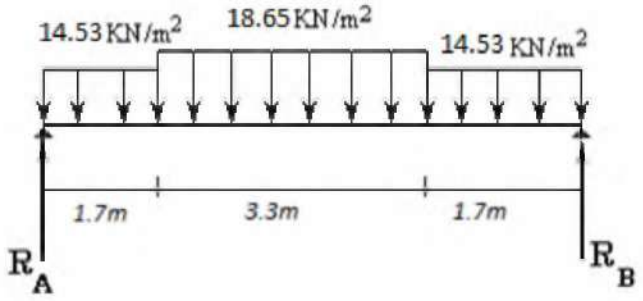


Fig.III.29 schématisation des charges (ELU).

3-3-8 Détermination des efforts :

L'E.L.U :

Les équations d'équilibres donnent :
$R_A = 55.35$ KN
$R_B = 55.35$ KN

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 55.35x - 7.26x^2 & x \in [0;1,7[\\ M(x) = 55.35x - 24.70(x-0,65) - 9.34(x-1.7)^2 & x \in [1,7;4.7[\end{cases}$$

$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 55.35 - 14.53x & x \in [0;1,7[\\ T(x) = 55.35 - 24.70 - 18.67(x-1.7) & x \in [1,7;4,7[\end{cases}$$

$M_{max} = 93.30$KN.m à x = 3.35 m

$T_{max} = 55.35$ KN à x = 0m

L'E.L.S :

Les équations d'équilibres donnent :

$R_A = 40.20$ KN
$R_B = 40.20$ KN

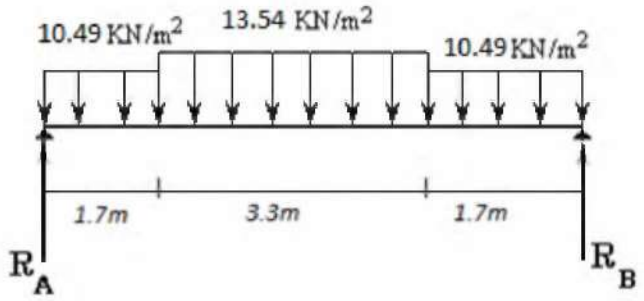


Fig.III.30 Vue de la volée 1 et schématisation des charges (ELS).

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 40.20x - 5.245x^2 & x \in [0;1,7[\\ M(x) = 40.20x - 17.83(x-0.65) - 6.775(x-1.7)^2 & x \in [1,7;4.7[\end{cases}$$

$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 40.20 - 10.49x & x \in [0;1.7[\\ T(x) = 40.20 - 17.83 - 13.55(x - 1.7) & x \in [1,7;4.7[\end{cases}$$

$M_{max} = 68.08KN.m$ à x = 2.8 m

$T_{max} = 40.20KN$ à x = 4.3 m

A/ Diagramme des sollicitations :

Tenant compte de l'effet de l'encastrement aux extrémités, et selon l'article **A.8.2, 32** des règles CBA 93 les moments seront ainsi :

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_{appuis} = -0.3M_0} \\ \boldsymbol{M_{travée} = 0.95M_0} \end{cases}$$

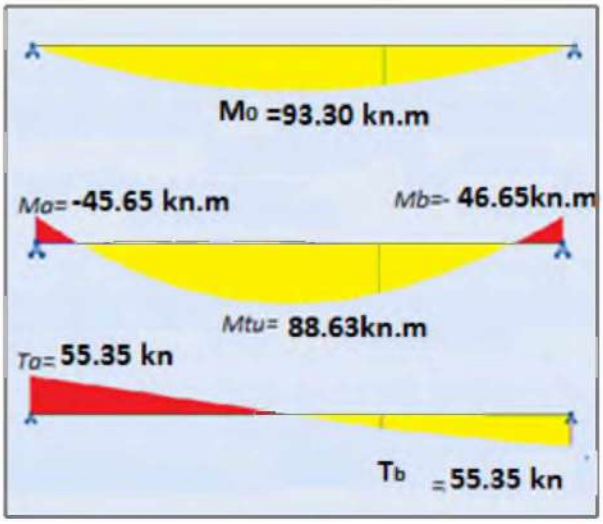


Fig.III.31 : Diagramme Des moments à l'ELU

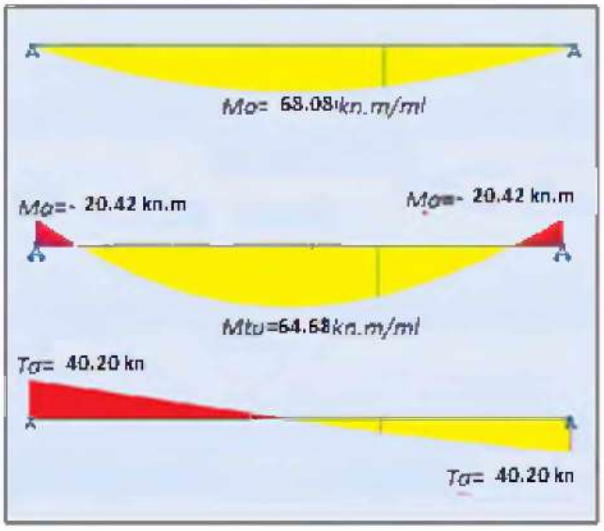


Fig.III.32 : Diagramme Des moments à l'ELS

B/ Calcul du ferraillage

$M_u = 88.63\ Kn.m/ml,\ M_{ser} = 64.67\ Kn.m/ml$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{88.63}{64.67} = 1.37$$

$$\begin{cases} FeE400 \\ f_{c28} = 25\ MPa \end{cases} \Rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 * 1.37 - 0.1776 = 0.289$$

Tableau III.21 : Caractéristique géométrique :

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	M_u	88.63	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	25	cm	M_{ser}	64.67	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	**Situation durable**					
C'	2,5	cm						

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{88.63}{1 * 0.225^2 * 14.2 * 1000} = 0.12 < \mu_{lu} \cong 0.289 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.18}\right) = 0.16$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 * 0.107) = 0.21\ m = 21cm$$

$$\alpha = 0.16 < 0.259 \rightarrow l'ELU\ est\ atteint\ en\ Pivot\ A$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_{su} = 348\ MPa$$

$$\boldsymbol{A_s = \frac{M_u}{Z_d \sigma_s}} = \frac{\mathbf{88.63}}{0.21 * 1000 * 348} = 12.12 * 10^{-4} m^2 = 12.12\ cm^2$$

- ***Ferraillage minimal :***

$$A_{smin} = max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \Rightarrow A_{smin} = 2.71\ cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = max\{A_{s_{min}}; A_s\} = max\{2.71;\ 12.12\} = 12.12\ cm^2$$

- ***Description des barres :***

On va adopter en travée 12T12 avec : $A_s = 13.56\ cm^2$ et un espacement de :

$$s_t = 15\ cm < \bar{s}_t = min\{3h; 33cm\} = 33cm.$$

- ***Armatures de répartition :***

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{13.56}{4} = 3.39\ cm^2$$

Donc on adopte 10Ø8 avec $A_r = 4.0192\ cm^2$, et un espacement entre barres de :

$$s_t = 15 < \bar{s}_t = min\{4h; 45cm\} = 45\ cm$$

C/ Vérification des contraintes de cisaillement (ELU)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3.33\ MPa$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{55.35}{1 * 0.225 * 1000} = 0.25\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires pour ce cas.

D/ Vérification des contraintes normales à L'ELS

- En travée :

On à : $M_{ser} = 64.67\ KNm/ml$, $A_s = 13.56\ cm^2$

$$\boldsymbol{y_1} = \frac{15A_s}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5\,A_s}} - 1\right] = \frac{15 * 13.56 * 10^{-4}}{1} * \left(\sqrt{1 + \frac{1 * 0.225}{7.5 * 13.56 * 10^{-4}}} - 1\right)$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{y_1} = 7.75\ cm$$

• l'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 100 * \frac{7.75^3}{3} + 15 * 13.56(22.5 - 7.75)^2$$

$$\Rightarrow I = 59768.36\ cm^4 = \mathbf{5.98 \times 10^{-4} m^4}$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I_1} y_1 = 8.38\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa & Condition\ vérifiée \\ \sigma_s = 15\dfrac{M_{ser}}{I_1}(d - y_1) = 239.39\ MPa < \bar{\sigma}_s = 400\ MPa & Condition\ vérifiée \end{cases}$$

Le ferraillage adopté à l'ELU est satisfaisant à l'ELS.

E/ Vérification de la flèche (ELS)

On doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.05 \ pour : L \geq 5.00m$$

$$L = 6.7m \rightarrow \bar{f} = \frac{670}{1000} + 0.5 = 1.17 \ cm.$$

- ***Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :***

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n\left[A_s\left(\frac{h}{2} - c'\right)^2 + A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2\right]$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{1 * 0.25^3}{12} + 15\left(13.56 * 10^{-4}\left(\frac{0.25}{2} - 0.025\right)^2\right) = 0.15 \times 10^{-4} m^4$$

- **Calcul du facteur (λ) :**

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{13.56 * 10^{-4}}{1 * 0.225} = 0.0060$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 * 2.1}{0.0060 * (2 + 3 * 1)} = 3.5$$

- **Calcul des moments :**

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (Mg) :

$$Mg = \frac{G * L^2}{8} = \frac{11.05 * 6.7^2}{8} = 62.00 \ KN.m$$

- Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$Mj = \frac{j * L^2}{8} = \frac{9.3 * 6.7^2}{8} = 52.18 \ KN.m$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{ser} = 64.64 \ KN.m$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \dfrac{15\,M_g}{I}(d-y) = \dfrac{15 * 62.00}{5.98 * 10^{-4}} * (0.225 - 0.0775) \Longrightarrow \sigma_{sg} = 229.40MPa \\ \sigma_{sj} = \dfrac{15\,M_j}{I}(d-y) = \dfrac{15 * 52.18}{5.98 * 10^{-4}} * (0.225 - 0.0775) \Rightarrow \sigma_{sj} = 193.06\ MPa \\ \sigma_{sp} = \dfrac{15\,M_p}{I}(d-y) = \dfrac{15 * 64.64}{5.98 * 10^{-4}} * (0.225 - 0.0775) \Rightarrow \sigma_{sp} = 242.4\ MPa \end{cases}$$

- **Calcul des paramètres (μ) :**

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \dfrac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \dfrac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0060 * 229.4 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.52 \\ \mu_j = 1 - \dfrac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \dfrac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0060 * 199.06 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.47 \\ \mu_p = 1 - \dfrac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \dfrac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0060 * 242.2 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.54 \end{cases}$$

- **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$\begin{cases} I_{fv}^{g} = \dfrac{1.1 * I_0}{1 + 0.4\lambda_i * \mu_g} = \dfrac{1.1 * 0.15 * 10^{-4}}{1 + 0.4 * 3.5 * 0.52} \Longrightarrow I_{fv}^{g} = 0.095 * 10^{-4}\ m^4 \\ I_{fi}^{g} = \dfrac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \dfrac{1.1 * 0.15 * 10^{-4}}{1 + 3.5 * 0.52} \Rightarrow I_{fi}^{g} = 0.058 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fi}^{i} = \dfrac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = \dfrac{1.1 * 0.15 * 10^{-4}}{1 + 3.5 * 0.47} \Rightarrow I_{fi}^{i} = 0.062 * 10^{-4} m^4 \\ I_{fi}^{p} = \dfrac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \dfrac{1.1 * 0.15 * 10^{-4}}{1 + 3.5 * 0.54} \Rightarrow I_{fi}^{p} = 0.057 * 10^{-4} m^4 \end{cases}$$

- **Calcul des flèches :**

$$\begin{cases} f_{gv} = \dfrac{M_{tg} * l^2}{10 * E_v * I_{fgv}} == \dfrac{62.00 * 6.7^2 * 10^{-3}}{10 * 10818.87 * 0.095 * 10^{-4}} \Rightarrow f_{gv} = 2.3 * 10^{-2}\ m \\ f_{gi} = \dfrac{M_{tg} * l^2}{10 * E_i * I_{fgi}} = \dfrac{62.00 * 6.7^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.2 * 0.058 * 10^{-4}} \Rightarrow f_{gi} = 1.50 * 10^{-2}\ m \\ f_{ji} = \dfrac{M_{tj} * l^2}{10 * E_i * I_{fgi}} = \dfrac{53.18 * 6.7^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.2 * 0.062 * 10^{-4}} \Rightarrow f_{ji} = 1.58 * 10^{-2}\ m \\ f_{pi} = \dfrac{M_{tp} * l^2}{10 * E_i * I_{fgi}} = \dfrac{64.64 * 6.7^2 * 10^{-3}}{10 * 32164.2 * 0.057 * 10^{-4}} \Rightarrow f_{pi} = 1.54 * 10^{-2}\ cm \end{cases}$$

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

Donc $\Delta f_t = (2.5 - 1.58 + 1.58 - 1.50) * 10^{-2} = 1 * 10^{-2}\ m$

$$\Delta f_t = 1 * 10^{-2}\ m < \bar{f} = 1.17 * 10^{-2}\ m \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

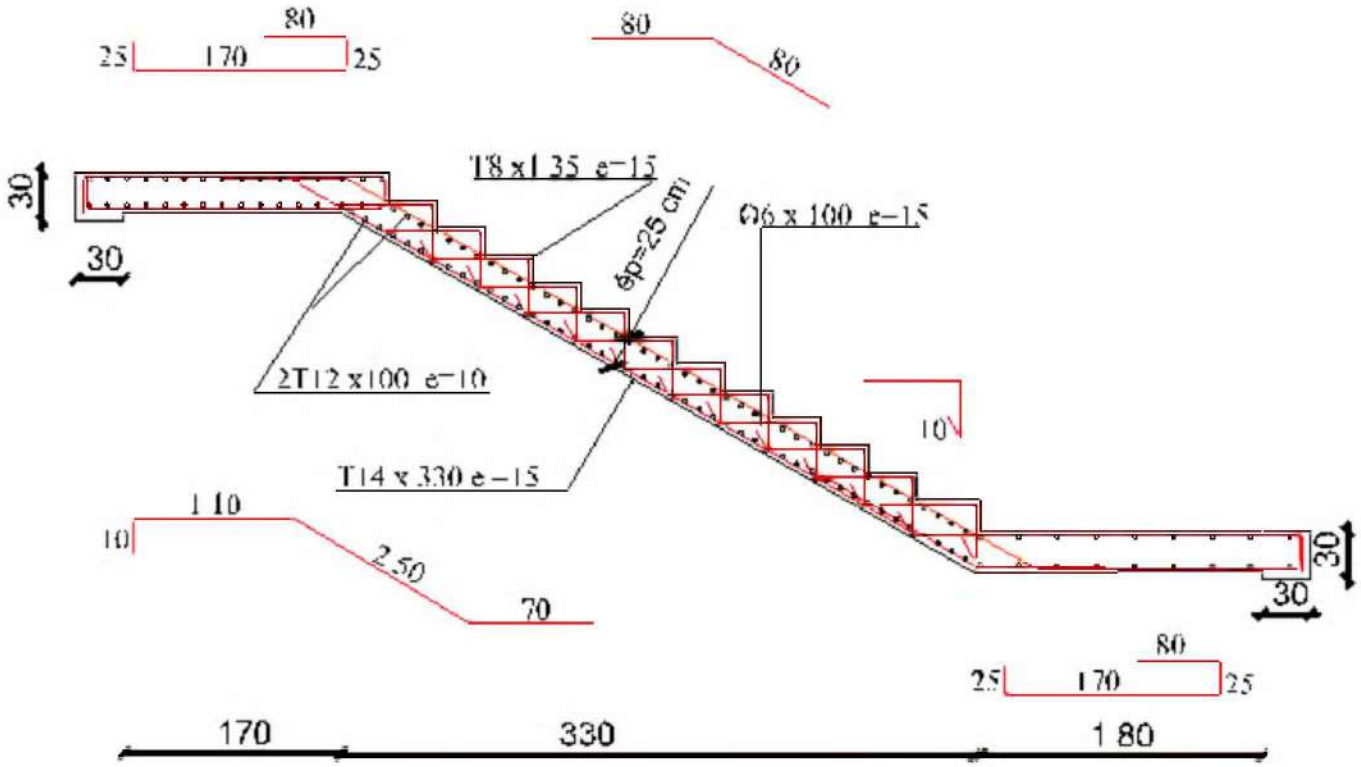


Figure III-22 : ferraillage de la 2eme volée.

III.4.3 Calcul de la poutre palière

La poutre palière par définition est un Elément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment ou d'un tablier de pont. Une poutre reçoit des actions mécaniques (efforts et moments, ponctuels ou linéiques), et les transmet sur des appuis.

Elle est soumise en même temps à la flexion simple due à son poids propre et à la torsion due au moment sur appui du palier de repos.

On a adopté une section de 30×30 pour cette poutre.

III.4.3.1 Calcul des charges

- Le poids propre : $G = 0.30 * 0.30 * 25 = 2.25\ Kn/ml$

- Réaction du palier sur la poutre :

$$\begin{cases} ELU : M_u = 72.53\ Kn.m & V_u = 55.47\ KN \\ ELS : M_{ser} = 52.57\ Kn.m & V_{ser} = 40.17 KN \end{cases}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\begin{cases} ELU : q_p^u = 1.35G + V_u = 1.35 * 2.25 + 55.47 = 58.50\ KN/ml \\ ELS : q_p^{ser} = G + V_s = 2.25 + 40.17 = 42.42\ KN/ml \end{cases}$$

- **Couple de torsion :**

Le couple de torsion est le moment induit par la volée (2) et le palier de repos, le diagramme est déjà donné dans l'étude de la volée (2) et qui a comme valeur :

$$\begin{cases} ELU : M_u = 72.53\ Kn.m \\ ELS : M_{ser} = 52.57\ Kn.m \end{cases}$$

$$M_t = 0.95\ M_0 M_a = -0.3\ M_0$$

ELU :

$$M_t = 0.95 * 72.53 = 68.90\ Kn.m M_a = -0.3 * 72.53 = -21.75\ Kn.m$$

ELS :

$$M_t = 0.95 * 52.57 = 49.94\ Kn.m M_a = -0.3 * 52.57 = -15.77 Kn.m$$

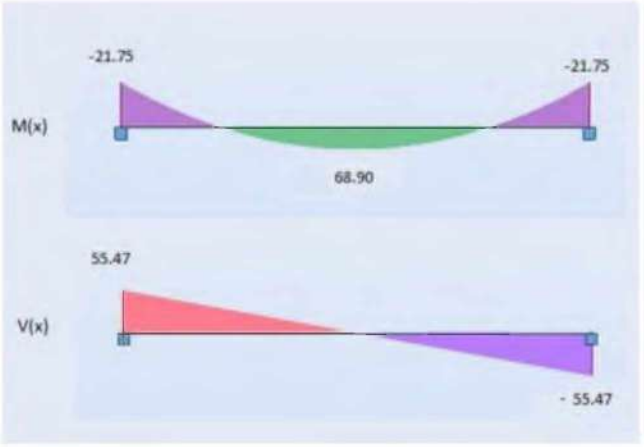


Fig.III.32 : Diagramme Des moments à l'ELU

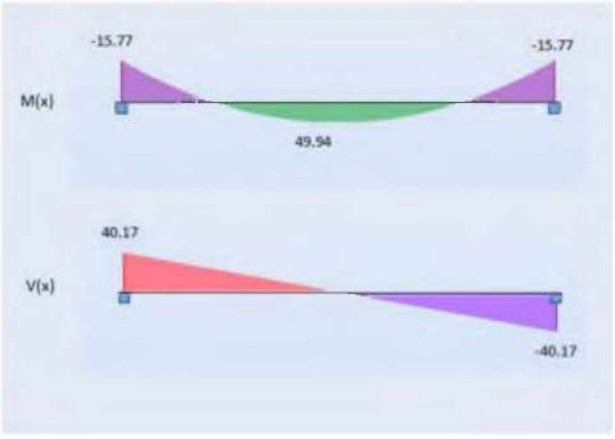


Fig.III.33 : Diagramme Des moments à l'ELS

III.4.3.2 Calcul du ferraillage

Avant de procéder au ferraillage il faut connaitre les caractéristiques de la poutre palière qui sont :$b = 30\ cm;\ h = 30\ cm;\ d = 27.5cm;\ c = 2.5\ cm$

▪ rmatures longitudinales

• ***Ferraillage en travée*** **:**

On à : $M_u = 68.90\ KNm/ml$, $M_{ser} = 49.94\ KNm/ml$.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{68.90}{49.94} = 1.37$$

$$\begin{cases} FeE400 \\ f_{c28} = 25\ MPa \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 * 1.37 - 0.1776 = 0.292 \cong 0.3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{68.90 * 10^{-3}}{0.3 * 0.275^2 * 14.2} = 0.213 < \mu_{lu} \cong 0.3 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.304$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.275(1 - 0.4 * 0.304) = 0.241m = 24.1cm$$

$$\alpha < 0.259 \rightarrow l'ELU\ est\ atteint\ en\ Pivot\ A$$

$$\rightarrow \sigma_s = f_{su} = 348\ MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_d \sigma_s} = \frac{68.90 * 10^{-3}}{0.241 * 348} = 8.19 * 10^{-4} m^2 = 8.19\ cm^2$$

On va adopter sur travée $8\,T12$ avec : $A_s = 9.04\ cm^2$.

• ***Ferraillage sur appuis :***

On à : $M_u = 4.28\ KNm/ml$, $M_{ser} = 3.1\ KNm/ml$.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.28}{3.1} = 1.38$$

$$\begin{cases} FeE400 \\ f_{c28} = 25\ MPa \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 * 1.388 - 0.1776 = 0.295$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.00428}{0.3 * 0.275^2 * 14.2} = 0.013 < \mu_{lu} \cong 0.3 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.018}\right) = 0.0167$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.275(1 - 0.4 * 0.022) = 0.2731m = 27.31\ cm$$

$$\alpha < 0.259 \rightarrow l'ELU\ est\ atteint\ en\ Pivot\ A$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_{su} = 348\ MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_d \sigma_s} = \frac{0.00428}{0.2731 * 348} = 0.45 * 10^{-4} m^2 = 0.45\ cm^2$$

On va adopter en appuis $3T12$ avec : $A_s = 3.39\ cm^2$.

Une fois le ferraillage sur appui et en travée effectué on vérifie la section minimale sur une section de la poutre.

- **Ferraillage minimal :**

En plus de la condition de non fragilité et la règle de millième on ajoute pour les poutres la section d'acier minimale recommandée par les règles RPA99v2003 :

$$A_{s_{min}} = max\left\{A_{smin}^{RPA}; 0.23bd\frac{f_{tj}}{f_e}; \frac{bd}{1000}\right\}$$

$$\Rightarrow A_{s_{min}} = max\left\{0.005 * 30 * 30; 0.23 * 30 * 27.5 * \frac{2.1}{400}; \frac{30 * 27.5}{1000}\right\}$$

$$\Rightarrow A_{smin} = 4.5\ cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = max\{A_s; A_s^{ELU}\} = max\{4.5\ ;\ 1.31\} = 4.5\ cm^2$$

$$3T14 \Rightarrow A_s = 3.39\ cm^2 > 4.5\ cm^2 \boldsymbol{condition\ non\ vérifiée}$$

Donc on adopt le ferraillage minimale de RPA version 2003

On adopte 4T14 avec une section de 4.59 cm².

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

On à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.05547}{0.30 * 0.275} = 0.672MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$$

Les contraintes de cisaillement ne dépassent pas les valeurs admissibles.

▪ **Armatures transversales**

Suivant l'article ***A.5.1, 22*** des règles CBA 93 : $\frac{A_t f_{e_t}}{bs_t} \geq 0.4MPa$

S_t : est l'espacement entre les armatures transversales, qui est donné par l'article ***7.5.2.2*** des règles RPA comme suit :

• ***Zone nodale*** : $S_t \leq min\left\{\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right\}$

Avec $\boldsymbol{\varphi_l}$ est le plus petit des diamètres $\left\{\frac{30}{4}; 12 * 1.2\right\}$ aux, où dans notre cas : $\varphi = 12\ mm$

Donc on adopte : $\boldsymbol{S_t = 7.5\ cm} \leq min\left\{\frac{30}{4}; 12 * 1.2\right\} = 7.5\ cm$

• ***Hors zone nodale*** : $S_t \leq \frac{h}{2} = 15\ cm,$

Donc on adopte : et $\boldsymbol{S_t = 15\ cm.}$

La section d'armature transversale sera : $A_t \geq \frac{bs_t * 0.4}{f_{e_t}} = \frac{30 * 15 * 0.40}{235} = 0.765$

Alors on adopte 3Ø8 avec une surface de $A_s = 1.51\ cm^2$ et ce : un cadre et une épingle.

Chapitre 4

Etude dynamique

IV- L'étude dynamique :

IV-1 Introduction :

Les tremblements de terre ont présentés toujours l'un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur brusque apparition et surtout imprévus, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqués la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour les pays, surtout si leurs ressources sont limitées. Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise sociologique, ou au moins une diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se pose est : comment limiter les dommages causés aux constructions par le séisme ; plusieurs études sont faites pour limiter les dégâts provoqués par le séisme, et la seule prévention valable est la construction parasismique.

La conception parasismique doit prendre en considération l'analyse des aspects suivants :

- le risque parasismique (la zone) ;
- le choix des matériaux et du type de structure ;
- la modélisation et l'analyse de la réponse de construction.
- le comportement des sols et le choix des fondations ;
- le respect des règlements ;

IV-2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. C'est à dire Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse.

a- Risque sismique :

Selon RPA.99 version 2003 [Art 3.2] notre projet est situé en TIARET zone I est classé dans le groupe d'usage **1B**.

Le coefficient d'accélération de zone A est donnée par RPA version 2003 [Art 4.2.3] : La valeur de ce coefficient varie selon la zone sismique et le groupe de l'ouvrage concerné :

On a : A=0.12

b- Choix des matériaux :

Le matériau utilisé est le béton armé, c'est un susceptible de grande déformation avant d'attendre la rupture, et dissiper une partie importante de son énergie et joue aussi le rôle d'amortisseurs.

c- Choix de structure :

La conception rationnelle d'une structure doit prendre en considération :

- La simplicité et la symétrie de la structure

Il est plus facile de bien comprendre le comportement dynamique d'une structure simple que celui d'une structure compliquée, les effets de torsion dans les structures irrégulières sont très difficiles à serer dans les calculs.

d- Caractéristiques du mouvement sismique :

Au moment de la rupture, une énergie considérable se trouve libérée, sous forme de fractures, de déformations permanentes et d'échauffement, seulement une faible partie de l'énergie est transformée en ondes sismique, celles-ci peuvent être ressenties ou mesurées. Ces ondes sismiques se propagent de la source aux sites d'enregistrements. On distingue deux principaux groupes d'ondes :

- *Les ondes de volume :* qui prennent naissance au niveau du foyer se propagent en 2 formes :
  - Ondes primaires (6 à 8 km/h) se propagent par dilatation - compression et introduisant un mouvement vertical dans les constructions.
  - Ondes secondaires (3 à 5 km/h) se propagent par cisaillement et introduisant un mouvement horizontal dans les ouvrages.

- *Les ondes de surfaces* : issues des ondes de volume arrivant à la surface terrestre. Elles se propagent sur une faible épaisseur
  - Ondes de Rayleigh induisant un mouvement de roulis ; les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans un sens rétrograde
  - Ondes de Love correspondant à des ondes de cisaillement engendrant un mouvement de type lacet.

L'hypothèse faite en conception parasismique est de considérer uniquement les ondes de volume et de considérer leur propagation verticale ce qui est justifiée dans les stratigraphies horizontales.

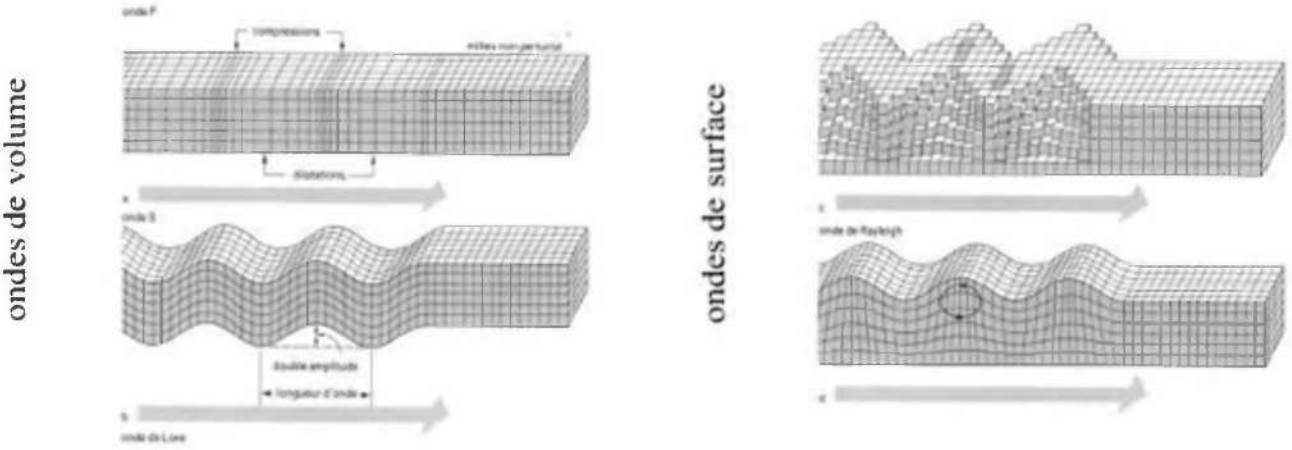


Schéma montrant la forme des mouvements du sol près de la surface pour quatre types d'ondes sismiques.

Plusieurs phénomènes affectent la nature du mouvement sismique lors du trajet des ondes entre le foyer et le site à la surface de la terre, les ondes rencontrons des hétérogénéités, des surfaces de discontinuité. Ces obstacles réfléchissants, réfractent les ondes et les convertissent en d'autres types d'ondes. Par ailleurs du fait de l'amortissement matériel du milieu, une partie de l'énergie transportée par ces ondes est absorbée dans les milieux qu'elle traverse.

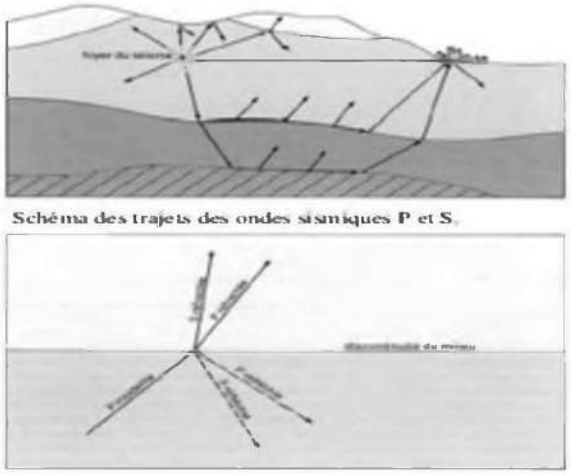


Schéma des trajets des ondes sismiques P et S.

Nous distinguons alors deux catégories d'analyses sismiques :

1-Analyse des mouvements forts à proximité de l'épicentre.
2- Analyse des mouvements faibles à certaines distances de l'épicentre.

Ces deux domaines se complètent, la détermination des paramètres de la source fait appel aux enregistrements proches ou lointains grâce aux sismographes et d'accélérographes installés dans les régions sismiques du monde.

*e- **Caractéristiques dynamiques propres :***

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\}+[K]\{x(t)\}=\{0\} \quad \text{.....(1)}$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\ddot{x}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournie les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\}=\{A\}\sin(\omega t+\varphi) \quad \text{.....(2)}$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω: Fréquence de vibration.

φ: Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\}=-\omega^2\{A\}\sin(\omega t+\varphi) \quad \text{.....(3)}$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K]-\omega^2[M])\{A\}\sin(\omega t+\varphi)=0 \quad \text{.....(4)}$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K]-\omega^2[M])\{A\}=\{0\} \quad \text{.....(5)}$$

Ce système d'équation est un système à *(n)* inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω sa nulle c'est à dire :

$$\Delta_\omega=|[K.]-\omega^2[M]|=0 \quad \text{.....(6)}$$

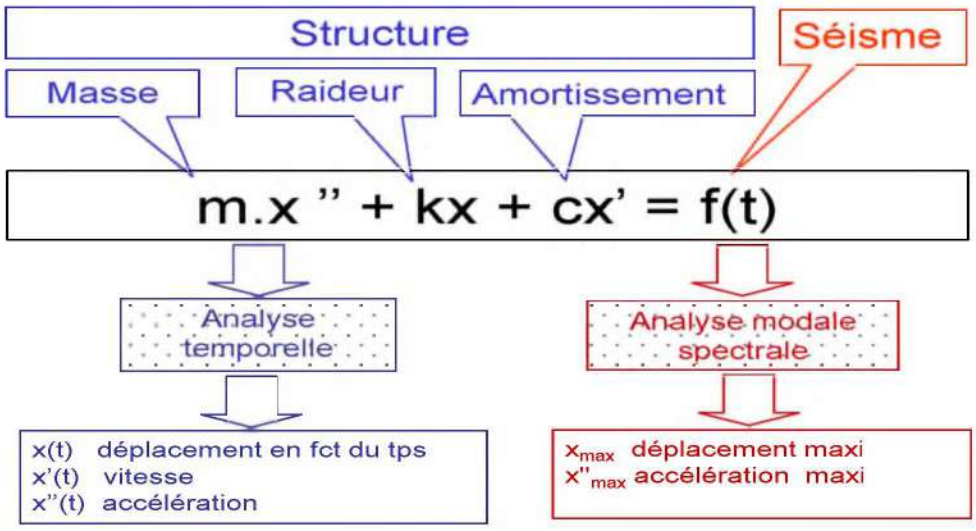
L'expression ci dessus est appelée « ***Equation caractéristique*** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré *(n)* en (ω^2).

Les *(n)* solutions $(\omega_1^2;\omega_2^2;.....;\omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des *(n)* modes de vibrations possibles.

Le I^{er} mode vibratoire correspond a ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < ... < \omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).



f- Décomposition modale des équations de mouvement :

Soit un système structural linéaire, à masse concentrée ayant plusieurs degrés de liberté et dont la base repose sur plusieurs supports. Ce système est soumis à une excitation sismique de translation (dans une seule direction) de nature uniforme. Les équations couplées du mouvement peuvent s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\{\ddot{x}\}+[c]\{\dot{x}\}+[K]\{x\}=\{P(t)\}\ldots\ldots\ldots\ldots(7)$$

Si la structure étudiée est un bâtiment à plusieurs étages pour lequel les déplacements de la structure sont mesurés parallèlement au mouvement du sol alors $\{P(t)\}$ peut s'écrire :

$$\{P(t)\}=\{R\}^T[M]\ddot{U}_g(t)\ldots\ldots\ldots\ldots(8)$$

Où :

$\ddot{U}_g(t)$: Est l'accélération du sol.

$\{R\}$: Est une vecteur colonne unitaire.

[M], [c] et [K] : Sont les matrices masse, amortissement et rigidité respectivement.

$\left\{\ddot{x}\right\},\left\{\dot{x}\right\} et \{x\}$: Sont les vecteurs accélérations absolues, vitesses et déplacements relatifs respectivement.

L'équation *(7)* représente un système d'équation différentielle couplée. Elle peut être résolut directement par l'intégration directe des équations couplées. Cependant lors de l'analyse de la réponse sismique des structures linéaires, il semble plus efficace de transformer le système d'équation en un système de coordonnées normales en vu de découpler les équations différentielles du mouvement.
En effet, pratiquement, il a été démontré que ce type d'excitation de support tend à exciter particulièrement les quelques premiers modes de vibration. Subséquemment, une approximation satisfaisante de la réponse sismique de système ayant un nombre élevé de degré de liberté peut être obtenue en excluant de l'analyse modale un certain nombre de modes.
Il est donc certain que la technique de superposition modale reste un moyen performant permettant d'approcher au mieux les solutions du système d'équation différentielles données par *(7)*.
Elle nécessite l'introduction de la transformation suivante :

$$\{x\} = [\phi]\{y\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (9)$$

Où :
[Ø] : Est la matrice de transformation et *{y}* est identique au vecteur des coordonnées normales.
Dans ce cas la substitution de l'équation *(9)* dans l'équation *(7)* et la pré multiplication par $[\phi]^T$ permet d'écrire :

$$\left([\phi]^T[M][\phi]\right)\left\{\ddot{y}\right\} + \left([\phi]^T[c][\phi]\right)\left\{\dot{y}\right\} + \left([\phi]^T[K][\phi]\right)\{y\} = -[\phi]^T\{R\}^T[M]\ddot{U}_g(t)$$

Supposons à présent que la structure est amortie de manière classique cette hypothèse permet de découpler les équations de mouvement en une série d'équations modales indépendantes et cela en utilisant les vecteurs et valeurs propres réels correspondants au système non amorti. L'application des propriétés d'orthogonalité permet alors d'écrire :

$$\ddot{Y}_K + (2\xi_K W_K)\dot{Y}_K + W_K^2 Y_K = -\gamma_K \ddot{U}_g(t) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (10)$$

Où :
Y_K : Est la kième coordonné modale.

ξ_K : Est le facteur d'amortissement modale donné par : $2\xi_K W_K = \dfrac{\{\phi\}_K^T[c]\{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T[M]\{\phi\}_K}$

W_K : Est la fréquence angulaire propre (modale) donnée par : $W_K^2 = \dfrac{\{\phi\}_K^T[K]\{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T[M]\{\phi\}_K}$

γ_K : Est le vecteur de participation du mode K est donné par :

$$\gamma_K = \frac{\{\phi\}_K^T[M]\{\phi\}_K\{R\}}{\{\phi\}_K^T[M]\{\phi\}_K} = \frac{L_K}{\{\phi\}_K^T[M]\{\phi\}_K} = \frac{L_K}{M_K}$$

La définition de L_K est analogue à celle de γ_K.
$\{Ø\}_K$: Est le vecteur propre de kième mode de vibration.

L'équation *(10)* est analogue à l'équation d'équilibre gouvernante d'un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique (intégral de Duhamel), ce qui nécessite la connaissance de l'exacte évolution temporelle du chargement $U_g(t)$, soit par la méthode du spectre de réponse, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de l'excitation mais qui fournit uniquement la réponse modale maximale, c'est à dire, *max* (Y_K). Dans notre cas l'excitation sismique est définie par son spectre de réponse.

f- Détermination de la réponse physique :

En effet, les réponses modales maximales représentent les ordonnées du spectre de réponse caractérisant un mouvement sismique donné. De ce fait, pour chaque mode individuel de la structure, la réponse maximale peut être obtenue directement par simple lecture à partir du spectre de réponse, ce qui s'écrit par exemple pour le vecteur déplacement relatif maximum associé au mode « K » comme suit :

$$\{X_K, \max\} = \{\phi\}_K \gamma_K S_d(\xi_K, \xi_K)$$

Où : $S_d(\xi_K, \xi_K)$: Représente le déplacement spectrale correspondant à l'amortissement et à la période de kième mode de vibration.
Par ailleurs, la réponse physique (par opposition à modale) maximale de la structure ne peut être approchée par simple addition des réponses modales maximales, car ces derniers ne sont pas nécessairement toutes atteints au même instant.

Par exemple pour le vecteur déplacement, elle s'écrit :

$$\{x\}_{\max} = \sqrt{\{x_1, \max\}^2 + \{x_2, \max\}^2 + \ldots\ldots\ldots + \{x_n, \max\}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \{x_i, \max\}^2}$$

Où : n : Représente le nombre de mode considéré dans l'analyse, alors que les termes sous la racine carrée représentent le carré des vecteurs déplacements relatifs maximum associé à chaque mode.

g- Comportement des sols et choix des fondations :

- conception des ouvrages faisant intervenir le sol :

La réponse de lesstructures reste soumise aux propriétés du sol, dans le cas des ouvrages courants et des méthodes de calcul simplifiées, on élimine l'interaction sol-structure en considérant les ouvrages parfaitement encastré dans le sol, de manière générale, on peut négliger l'interaction sol-structure pour des bâtiments rigides construits sur des sols durs (roches ou sols de bonne résistance mécanique).

Dans le cas de sols mous ou moyennement mous, l'interaction sol-structure intervient de façon significative ces conséquences principales sont les suivantes :

- augmentation de l'amortissement
- allongement de la période de vibration qui est souvent un point positif.

h- Réglementation :

Le règlement que on a respecté c'est le règlement parasismique Algériennes RPA 99/version 2003.

i- la modélisation et l'analyse de la réponse de construction :

La modélisation est l'établissement de modèle à partir de la structure réelle, l'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique (robot 2010) permet la détermination de ses modes propres et des efforts engendrés par l'action sismique.

j- Stratégie du calcul sismique :

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement de type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif et bien entendu, des conséquences dues aux approximations habituelles telles que la non-prise en compte des éléments secondaires de structure et des éléments non structuraux par exemple poteaux ,poutre ,voiles…

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes

IV.3- Méthode statique équivalent :

Les forces réelles dynamiques sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

a- **Condition d'application** [Art 4.1.2**:**

a) - le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, la hauteur ne doit pas dépasser 65 m en zones I : notre structure est régulier en plan et en élévation avec une hauteur de 23.29 m qu'il est inferieur a 65 m.

b) - la variation des masses ou de rigidités entre les niveaux doivent être ;

$$0{,}8 \le \frac{\frac{M_i}{K_i}}{\frac{M_{i-1}}{K_{i-1}}} \le 1{,}25$$ Les masses et les rigidités sont près que les mêmes dans tout les niveaux. ;

c) - il faut avoir le même coefficient d'amortissement sur tous les niveaux : on a même coefficient d'amortissement $\xi = 7\%$ dans tous les étages ;

d) un seul degré de liberté dans un même plan horizontal, pour chacune des directions étudiées.

b- Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale selon RPA version 2003 [Art 4.2.2].

- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

c- Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon RPA version 2003[Art 4.2.3] par la formule suivant :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = f (zone I, groupe d'usage 1B) = 0,12 tableau 4.1 (page116)

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

$T_2 = 0{,}5$ s, tableau 4.7 (avec site S_3)

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

$\xi = 7$ % tableau 4.2 (avec remplissage dense) $\rightarrow \eta = 0{,}882$

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes selon la recommandation de RPA version 2003 [Art 4.2.4] :

1/ $T = C_T.h_N^{3/4}$

2/ $T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$C_T = 0.05 \rightarrow T x = 0.05*36^{3/4} = 0.73$ s

$Ty = 0.05*45.10^{3/4} = 0.87$ s

$T_X = 0{,}09 * 23.29 / \sqrt{36} = 0{,}35$

$T_X = 0{,}09 * 23.29 / \sqrt{45.10} = 0{,}312$

$D_X = \{2{,}5\eta = 2{,}5.0{,}882 = 2.205 \qquad T_2 = 0s \le T = 0.35s \le 0.5\ s$

$D_Y = \{2{,}5\eta = 2{,}5.0{,}882 = 2.205 \qquad T_2 = 0s \le T = 0.32\ s \le 0.5\ s$

Q : facteur de qualité

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

Tableau 4.9 : Facteur de qualité

	P_q			
	suivant x		suivant x	
critère q	Observé	N/observé	Observé	N/ observé
1 - condition minimale sur les files de contreventement		0	-	0
2- Redondances en plan	-	0	-	0
3 - Régularité en plan	0	-	0	-
4- Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
5 - Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
$\sum$	0,05		0,05	

Qx=1+0.20 =1.20

Qy=1+0.20=1.20

W : poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ **β = 1.00** tableau 4.

Le poids de la structure est calculé a partir de logiciel robot2010.on a :

W= 118118,74 KN

Tableau 4.10 : La force sismique V :

direction	A	D	Q	R	W (kn)	V (kn)
X	0,12	2,21	1,2	3,5	118118,74	10740,03
Y	0,12	2,21	1,2	3,5	118118,74	10740,03

VI-4- Méthode dynamique modale spectrale :

- ***Introduction :***

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

- ***Définition d'un spectre :***

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesses et d'accélérations pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes.

- ***Objectifs de l'analyse spectrale :***

L'analyse spectrale permet d'avoir :

1) **Pour chaque mode propre** : la période, les énergies participantes, les masses participantes

2) **Pour chaque direction** : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres, ainsi que les efforts et les déplacements.

Les calculs spectraux se font suivant les étapes de schéma ci-dessous :

- **Méthodologie de calcul par la méthode dynamique** :

Cetteméthode est expliquée dans l'organigramme suivant :

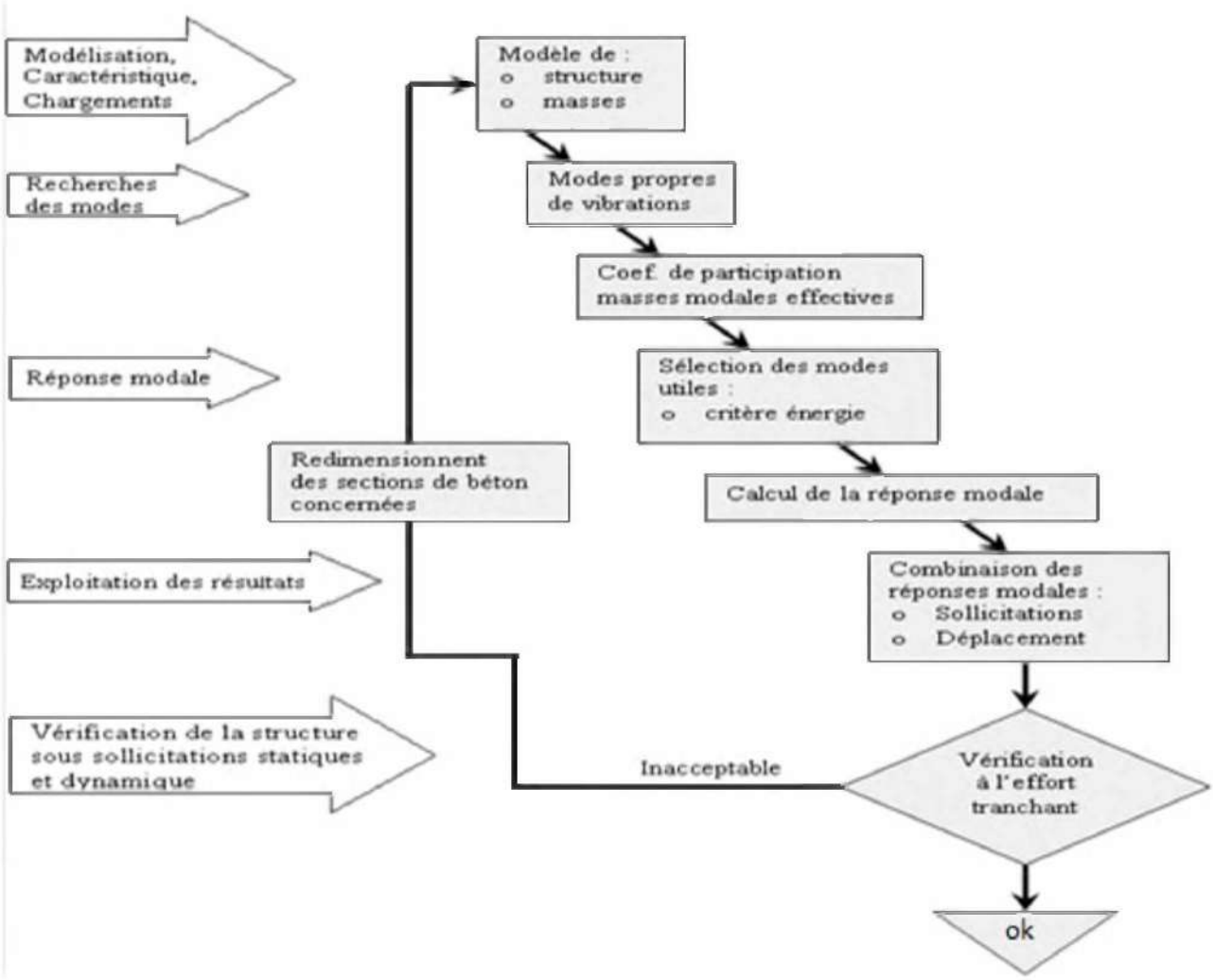


Fig.IV.2 : Organigramme de conception

Le modèle choisi dans la modélisation sur le rbot2010 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite à la concentration de lamasse.

Son mouvement est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportées par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

a- Spectre de réponse de calcul Art 4.3.3**:**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ \text{s} \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ \text{s} \end{cases}$$

A = f (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25 (tableau 4.1 : coefficient d'amplification)

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

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

R = 5 système de contreventement mixte portique/voiles avec interaction tableau 4.3

$$Q_X = 1 + 0{,}25 = 1{,}20$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}25 = 1{,}20$$

b- Périodes caractéristiques :

Conformément à la recommandation de RPA version 2003 [Tab4.7] et selon la catégorie de site la période caractéristique est donner par :

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{matrix}\right\} \textit{tableau}4.7\ (\text{site}\,S_3)$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de *spectre de réponse*.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

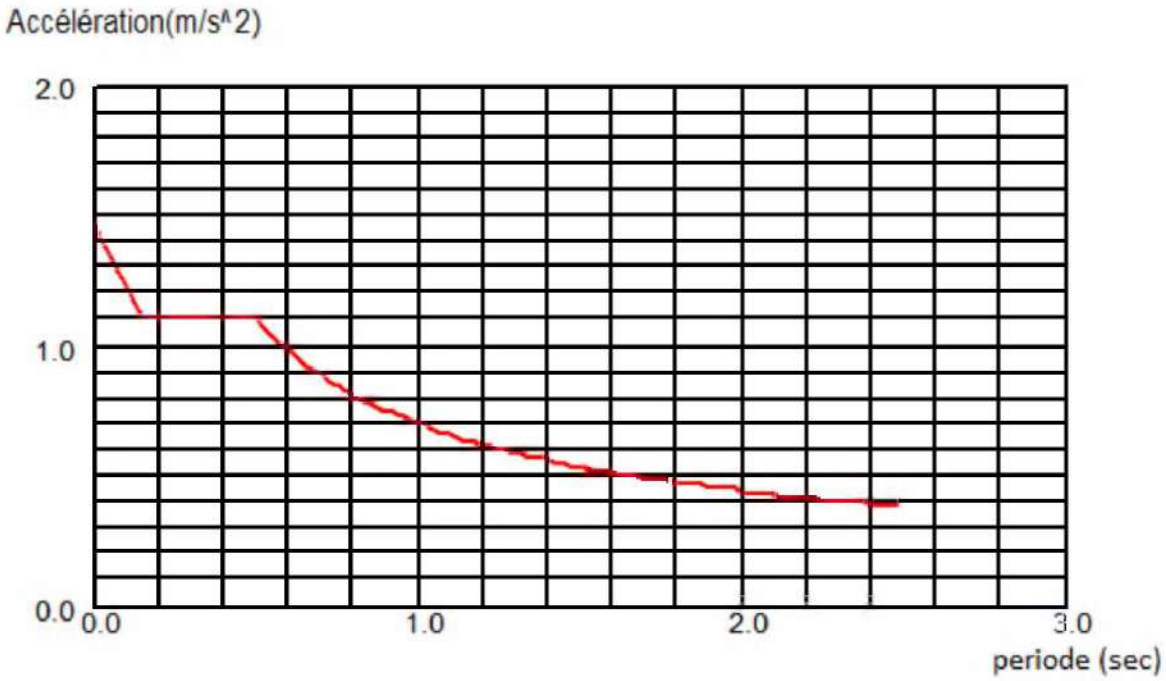


Fig. IV.3 : Spectre de réponse

c- Détermination de régularité de projet :

- régularité en plan : le RPA version 2003 [Art 3.5.1.a] explique les différents facteurs de régularité de projet en plan comme suit :

- la structure présente une symétrie suivant les deux directions x et y.

- à chaque niveau et pour chaque direction, la distance entre le centre de gravité et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment qui est donnée par le logiciel robot dans le tableau suivant ;

Tableau IV.1. Caractéristique géométrique de bloc

Etage	Nom	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1		36,00	45,10	1,80	2,26
2	Etage 2		36,00	45,10	1,80	2,26
3	Etage 3		36,00	45,10	1,80	2,26
4	Etage 4		36,00	45,10	1,80	2,26
5	Etage 5		36,00	45,10	1,80	2,26

$$\begin{cases} lx = 36.0m \\ ly = 45.10m \end{cases} \begin{cases} ex1 = 1.80m < 15\%Lx = 5.4m \\ ey1 = 2.01m < 15\%Ly = 6.765m \end{cases}$$

- la forme du bâtiment est compacte tel que $L_X/L_y = 0.80 < 4$
- les planchers sont suffisamment rigides vis-à-vis de celle des contreventements verticaux, et le rapport de la surface de l'ouverture (l'ouverture des escaliers) sur la surface totale ;

$$\frac{914.2}{7203.8}.100 = 12.70\% < 15\%$$

D'après le RPA version 2003 [Art 3.5.2] le bloc B est classé régulier en plan.

- régularité en élévation : le RPA version 2003 [Art 3.5.1.b] explique les différents facteurs de régularité de projet en élévation comme suit :

- le système de contreventement comporte d'élément porteur vertical continue sur toute la hauteur du bâtiment. **Condition vérifiée**
- la distribution des masses dans les différents niveaux presque identiques. **Condition vérifiée**

Il n'est y pas de décrochement en élévation. **Condition non vérifiée**

Donc le bâtiment est classé non régulier en élévation d'après le RPA version 2003 [Art 3.5.3].

À partir de recommandation de RPA version 2003 [Art 3.5.4] le bâtiment est classé non régulier, il est régulier en plan et non régulière en élévation.

IV.5- Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.
- Justification de la largeur du joint sismique.

IV.5.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

On a une structure non régulière avec un comportement de deux translations et une rotation, dans notre étude on s'intéresse à assimiler la structure à une structure régulière c'est-à-dire son comportement soit : deux translations pures et une rotation pure, ce qui nous conduit a prévoir des voiles

Et conformément à la recommandation de RPA version 2003 on doit prévoir des voiles dans notre structure même si la rotation est presque inexistante.

1ire disposition des voiles : L'épaisseur des voiles est de 25cm.

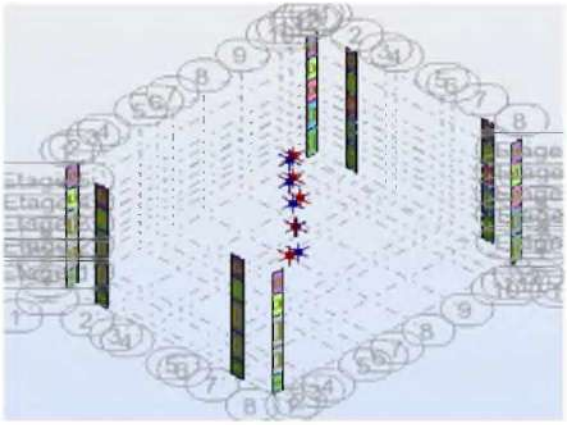


Figure IV-5 : 1ier disposition des voiles

- **Vérification de comportement des trois premiers modes :**

Tableau 4.4 : Le comportement des dix premiers modes :

Mode	F [Hz]	T [sec]	M_c UX [%]	M_c UY [%]	M_d UX [%]	M_d UY [%]	M_d RZ [%]	M_c RZ [%]
1	1,15	1,02	0,00	76,27	0,00	76,27	0,00	0,00
2	1,43	0,70	77,74	76,27	77,74	0,00	0,00	0,00
3	1,99	0,54	77,92	76,27	0,19	0,00	0,43	0,43

On une période de 1.02 sec il 'est un peu grands notre structure est souple donc en essai de prévoir autre voiles.

2eme disposition des voiles

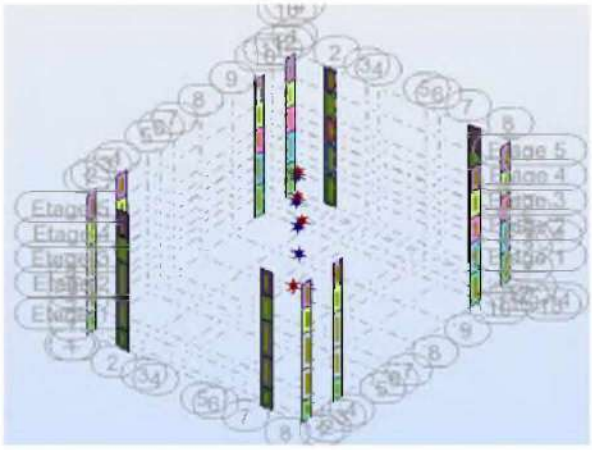


Figure IV-6 : 2eme disposition des voiles

- **Vérification de comportement des trois premiers modes :**

Tableau 4.5 : Le comportement des dix premiers modes :

Mode	F [Hz]	T [sec]	M_c UX [%]	M_c UY [%]	M_d UX [%]	M_d UY [%]	M_d RZ [%]	M_c RZ [%]
1	1,15	0,87	0,00	75,69	0,00	75,69	0,00	0,00
2	1,43	0,70	77,65	75,69	77,65	0,00	0,00	0,00
3	1,99	0,50	77,83	75,69	0,18	0,00	0,41	0,41

On une période de 0.87 sec il ‘est un peut grands notre structure est souple donc en essai de prévoir autre voiles.

3eme disposition des voiles ;

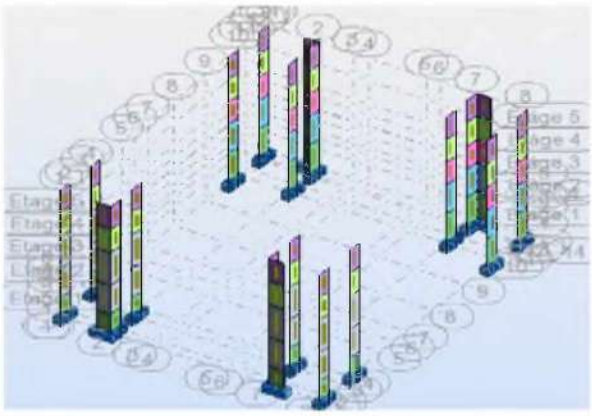


Figure IV-7 : 3eme disposition des voiles

IV.5.1.1.Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (R).

IV.6.1.1.a. Centre de masse :

Les mass (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

-Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment ; et ce par la formuleci après:

$$XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad \begin{cases} YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

V.5.1.1.b.Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

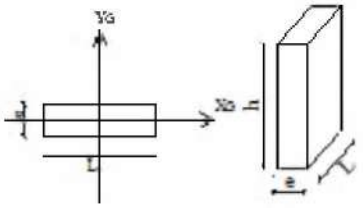
Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

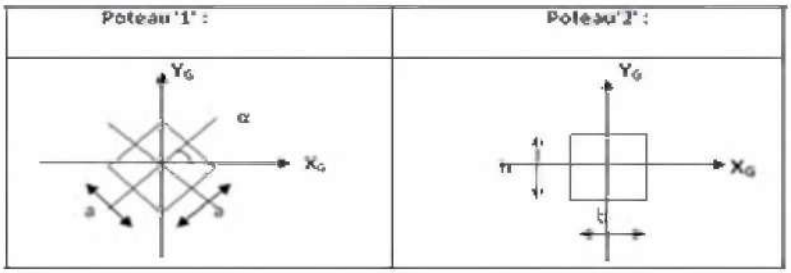
Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$XR = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad YR = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.





- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux '1' $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - Pour les poteaux '2' $I_X = I_y = (a^2/12).(a^2.\cos^2\alpha + a^2.\sin^2\alpha)$
  - pour les voiles plein $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

IV.6.1.1.c.Excentricité :

A. Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_t| \\ e_y = |Y_G - Y_t| \end{cases}$$

B. Excentricité accidentelle : Art 4.2.7

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

- une excentricité doit être prés en considération est de 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4-6 : Caractéristique géométrique de la structure :

étage	L_x(m)	L_y(m)	X_G (m)	Y_G (m)	X_t (m)	Y_t(m)	e_x(m)	e_y(m)	E_x(m)	E_y(m)
RDC	36	45,1	18	21,58	17,96	22,65	0,04	1,06	1,8	2,26
1	36	45,1	18	22,7	17,69	23,96	0,04	1,26	1,8	2,26
2	36	45,1	18	23,35	18	22,43	0	0,93	1,8	2,26
3	36	45,1	17,99	22,34	18	22,3	0,01	0,04	1,8	2,26
4	36	45,1	18,03	22,37	18	22,3	0,03	0,07	1,8	2,26

On à l'excentricité statique inferieure a l'excentricité accidentelle donc on suit ce dernier modèle de voiles dans notre étude.

Parmi les 3 cas proposées des voiles on adopt la 3eme type pour notre étude.

- **Vérification de comportement des trois premiers modes :**

Tableau 4.7 : Le comportement des dix premiers modes :

Mode	F [Hz]	T [sec]	M_c UX [%]	M_c UY [%]	M_d UX [%]	M_d UY [%]	M_d RZ [%]	M_c RZ [%]
1	1,49	0,67	77,42	0,00	77,42	0,00	0,00	0,00
2	1,51	0,66	77,42	74,49	0,00	74,49	0,00	0,00
3	2,09	0,48	77,52	74,49	0,09	0,00	0,40	0,40

Tableau 4.8 : Le comportement des trois premiers modes :

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant (x) de 77.42%. C'est-à-dire 77.42% de la masse totale de structure translate suivant la direction X en 1^{ier} mode.	translation suivant (x) de 74.49 %. C'est-à-dire 74.49% de la masse totale de structure translate suivants la direction Y en 2eme mode.	Rotation pure autour de Z avec 0.40 % de la masse total de la structure

Commentaire : on ne peut pas dire qu'on a une rotation importante avec un pourcentage de 0.40 de la masse total de structure.

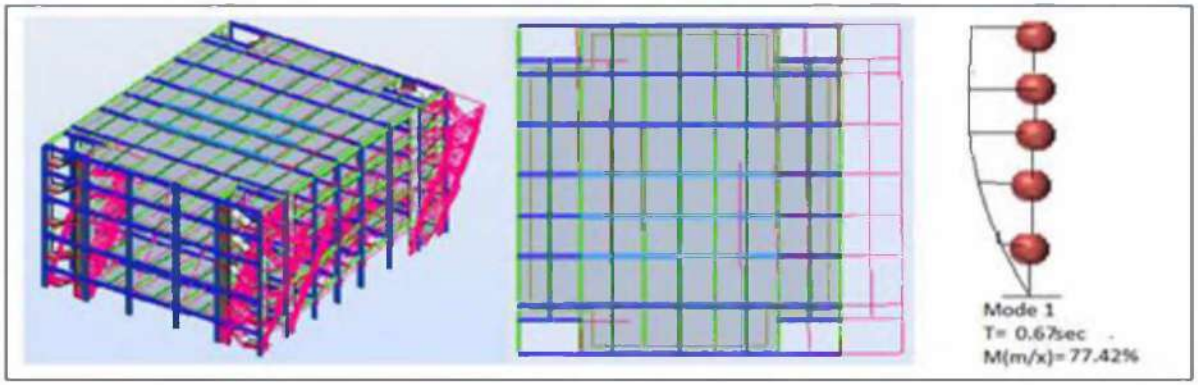


Figure V-8 : comportement de 1ier mode

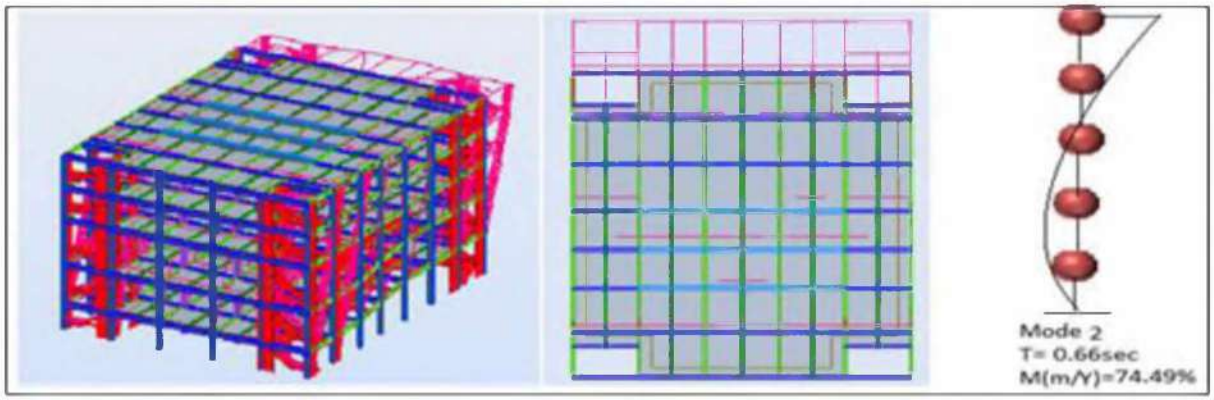


Figure V-9 : comportement de 2eme mode

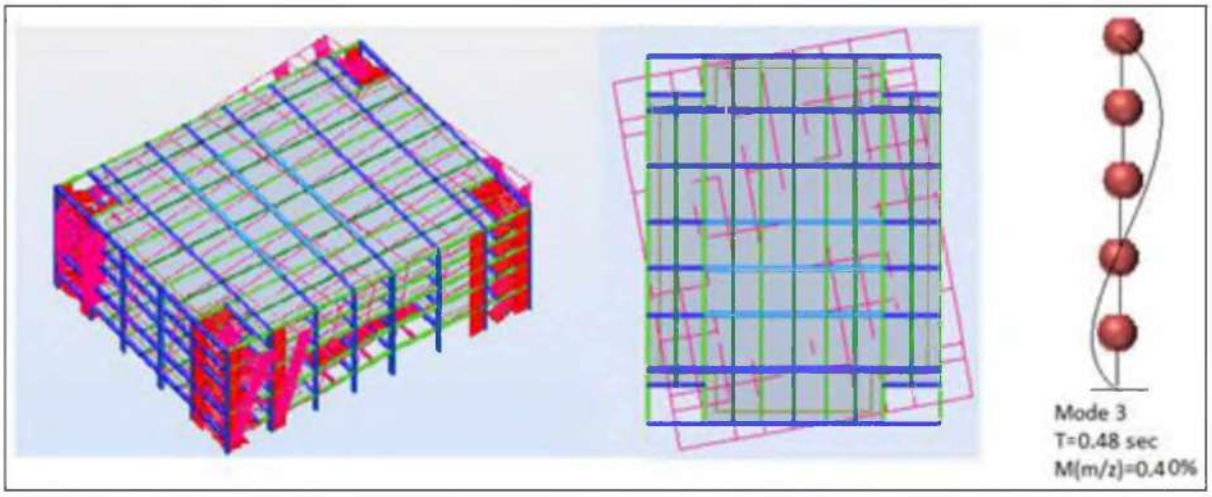


Figure V-10 : comportement de 3eme mode

Avant d'entamer les calculs des différents paramètres dynamiques on doit calcul le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme qui est déterminer par l'article **7.4.3.1 du C.B.A 93.**

IV.5.2.Vérification des sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

Le RPA version 2003 **[**Art.7.4.3.1**]** exige la vérification de L'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c: l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

R : coefficient de comportement global de la structure

On prend dans un premier calcul (R=5) pour les deux blocs ce qui correspond à un système de contreventement mixte (portique/voiles avec interaction tableau 4.3,) et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**robot. 2010**) qui sont données ci-après.

D'après les calculs obtenus par le logiciel robot on a :

- Somme de réactions totales à la base : Fz=68466,38KN
- Somme totales des efforts repris par les voiles : Fz=25457,03 KN
- Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fz=43009,35 KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 37.18%

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et ce conformément au **RPA version 2003 Art.3.4.A.2**

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.
- ✓ Dans notre cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales donc :

R= 3.5

Pour notre projet on a R=3.5 ; donc les poteaux ne prennent pas les efforts sismiques théoriquement donc le ferraillage des poteaux sera fiat en compression simple et on' est pas besoin de vérifier l'effort normal réduit.

IV.6.4.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après le règlement RPA version 2003 **Art4.3.4.a**

Tableau IV-11-Comportement des dix premiersmodes :

Mode	F [Hz]	T [sec]	M_c UX [%]	M_c UY [%]	M_d UX [%]	M_d UY [%]	M_d RZ [%]	M_c RZ [%]
1	1,49	0,67	77,42	0,00	77,42	0,00	0,00	0,00
2	1,51	0,66	77,42	74,49	0,00	74,49	0,00	0,00
3	2,09	0,48	77,52	74,49	0,09	0,00	0,40	0,40
4	3,08	0,32	77,52	74,66	0,00	0,17	0,00	0,40
5	3,16	0,32	77,52	74,77	0,00	0,11	0,00	0,40
6	3,86	0,26	77,52	74,88	0,00	0,11	0,00	0,40
7	3,89	0,26	77,52	74,88	0,01	0,00	0,00	0,40
8	3,94	0,25	77,52	74,88	0,00	0,00	0,00	0,40
9	4,05	0,25	77,52	74,88	0,00	0,00	0,00	0,40
10	4,48	0,22	77,86	74,88	0,34	0,00	0,00	0,40

Constatation :

La participation modale cumuléen'atteint pas les 90 % de la masse totale à partir du 40 ^{éme}mode suivant les deux directions.

IV.5.4.1. Nombre de modes à considérer

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

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K=3\sqrt{N} \text{ et } TK < 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et Tk la période du mode K.
Le mode à considérer dans notre projet est le mode 7. On a T=0.26 sec **(condition non vérifiée).**

IV.5.4.2-Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical.

Selon **art 4.2.7** du RPA version 2003 on a l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être pris en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:
-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

- excentricité théorique résultant des plans.

Tableau IV-12-vérification de l'effet de torsion :

étage	e_x(m)	e_y(m)	E_x(m)	E_y(m)	
RDC	0,04	1,06	1,8	2,26	Condition vérifiée
1	0,04	1,26	1,8	2,26	/
2	0	0,93	1,8	2,26	/
3	0,01	0,04	1,8	2,26	/
4	0,03	0,07	1,8	2,26	/

IV.5.5. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

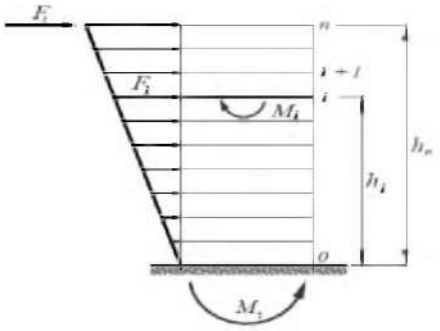
Selon **Art4.2.6 du RPA version 2003** La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée
Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

Tableau 4.13 : vérification des résultantes des efforts sismiques :

Direction	V (kn)	Vt (kn)	O, 8xV (kn)	
X	10740,03	8628,69	8592,02	Condition vérifiée
Y	10740,03	8848,97	8592,02	/

IV-5-5-1-Distribution de la force sismique dans les étages:

a- Moment de renversement :



$$M_0 = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_i$$

Avec :

F_i : la force distribuée en hauteur

h_i : la hauteur de l'étage par rapport au base 0

$M_i = h_i . F_i$

Le moment de renversement doit être équilibrée par le moment de stabilité qu'est égale :

$M_{tx} = X_G . W_i$

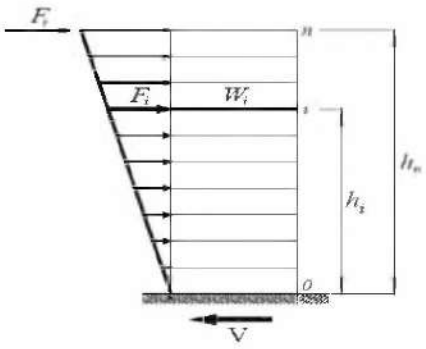
$M_{tY} = X_Y . W_i$

Avec : X_G, Y_G : les coordonnées de centre de géométrie de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

IV-5-5-2 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.2.5] :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) . (V - F_t)$$



$$F_t = \begin{cases} 0,07TV \le 0,25V & si\ T \ge 0,7\,s \\ 0 & si\ T < 0,7\,s \end{cases}$$

On a:

$T_X = 0,65$ s $\rightarrow F_t = 0$

$T_Y = 0,65$ s $\rightarrow F_t = 0$

Donc :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) . V_Y = \alpha_Y . V_Y$$

Avec : $V_X = V_Y =$ **10740,03**kN

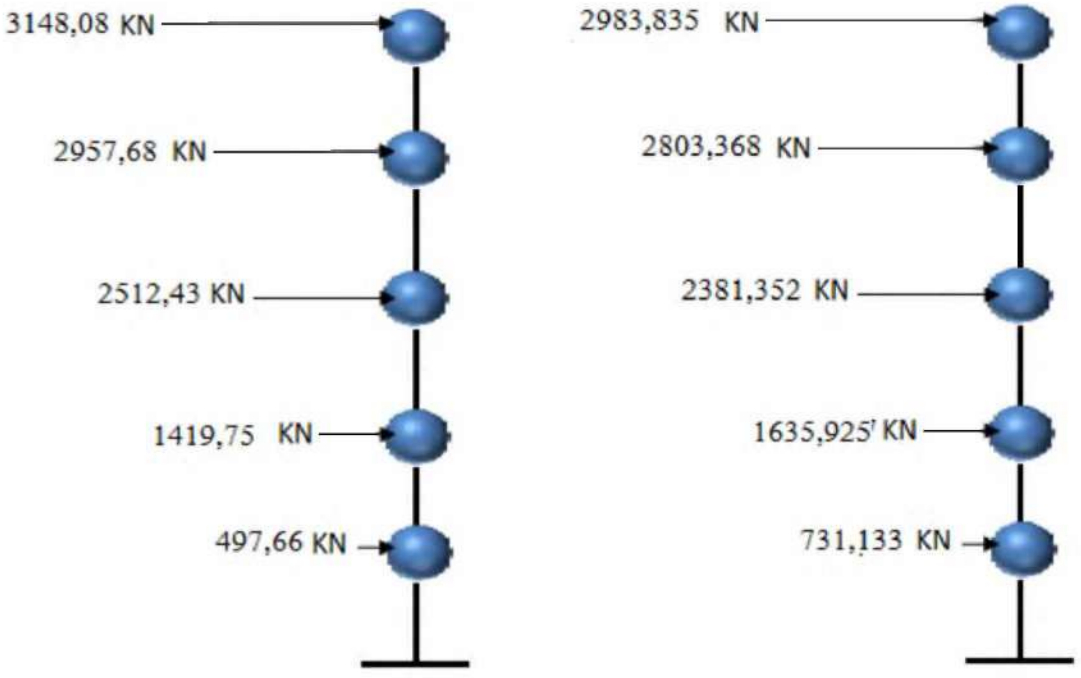
Tableau IV-14-Forces sismiques selon la hauteur

Cas 1 :

	Niveau	W (kn)	W*h (kN.m)	Fi (kn)
RDC	3,4	22514,32	76548,699	509,32939
Etage1	8,67	25124,90	217832,89	1449,387
Etage 2	14,79	25957,94	383917,87	2554,4608
Etage 3	19,04	23777,51	452723,71	3012,2718
Etage 4	23,29	20744,08	483129,52	3214,5819

Cas 2 :

	Niveau	W (kn)	W*h (kN.m)	Fi (kn)
RDC	5,27	22514,32	118650,48	748,16898
Etage1	10,54	25124,90	264816,46	1669,8411
Etage 2	14,79	25957,94	383917,87	2420,8535
Etage 3	19,04	23777,51	452723,71	2854,7194
Etage 4	23,29	20744,08	483129,52	3046,4479



Cas 1 **Cas2**

Fig. IV.11 : Répartition de l'effort sismique dans les étages

V.5.5.3.Moment de renversement :

Tableau 4.15.calcul du moment de renversement

Cas 1 :

	Niveau	Fi (kn)	M0
RDC	3,4	509,33	1731,72
Etage1	8,67	1449,39	12566,19
Etage 2	14,79	2554,46	37780,48
Etage 3	19,04	3012,27	57353,66
Etage 4	23,29	3214,58	74867,61
∑Mo			**184299,65**

Cas 2 :

	Niveau	Fi (kn)	M0
RDC	5,27	748,17	3942,85
Etage1	10,54	1669,84	17600,13
Etage 2	14,79	2420,85	35804,42
Etage 3	19,04	2854,72	54353,86
Etage 4	23,29	3046,45	70951,77
∑Mo			**182653,03**

b. Moment stabilisant :

Tableau 4.16.Calcul du moment stabilisant :

	Niveau	**W (kn)**	X_G	Y_G	M_{TX}	M_{TY}
RDC	3,4	22514,32	18	21,58	405257,82	485859,0983
Etage1	8,67	25124,90	18	22,7	452248,22	570335,251
Etage 2	14,79	25957,94	18	23,35	467242,84	606117,7943
Etage 3	19,04	23777,51	17,99	22,34	427757,33	531189,4765
Etage 4	23,29	20744,08	18,03	22,37	374015,68	464044,9693
∑Mo					**2126521,9**	**2 657 546,59**

Cas 1 : - M_{TX}/ M0=**2086046,2/180793,27**=11.40 ≥1.5 C.V.

- M_{Ty}/ M0= **2086046,2/180793,27**= 14.26 ≥1.5 CV.

Cas 2 : - M_{TX}/ M0=**2 606 435,35/189048,89**=11.53 ≥ 1.5 C.V.

- M_{Ty}/ M0= **2 606 435,35/189048,89**=14.41 ≥ 1.5 CV.

IV.5.6.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit selon RPA version 2003[Art4.4.3]$\delta_K = R\delta_{ek}$

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

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

Selon RPA version 2003 [Art5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 * he$$

Avec : he : la hauteur de l'étage k.

R=3.5

Tableau 4.17.Vérification des déplacements inter-étage.

Cas 1 :

	Suivant X					Suivant Y				
Niveau	D_{ux}(cm)	D_{rx}(cm)	$R*D_{rx}$	0.01 h_e(cm)		D_{uy}(cm)	D_{ry} (cm)	$R*D_{ry}$	0.01 h_e(cm)	
RDC	0,4	0,4	1,4	3,4	**C.V**	0,2	0,2	0,7	5,27	**C.V**
Etage 1	0,7	0,3	1,05	5,27	**C.V**	0,6	0,4	1,4	5,27	**C.V**
Etage 2	1	0,3	1,05	6,12	**C.V**	0,9	0,3	1,05	4,25	**C.V**
Etage 3	1,2	0,2	0,7	4,25	**C.V**	1,2	0,3	1,05	4,25	**C.V**
Etage 4	1,4	0,2	0,7	4,25	**C.V**	1,4	0,2	0,7	4,25	**C.V**

Cas 2 :

	Suivant X					Suivant Y				
Niveau	D_{ux}(cm)	D_{rx}(cm)	$R*D_{rx}$	0.01 h_e(cm)		D_{uy}(cm)	D_{ry} (cm)	$R*D_{ry}$	0.01 h_e(cm)	
RDC	0,4	0,4	1,4	5,27	**C.V**	0,2	0,2	0,7	5,27	**C.V**
Etage 1	0,7	0,3	1,05	5,27	**C.V**	0,6	0,4	1,4	5,27	**C.V**
Etage 2	1	0,3	1,05	4,25	**C.V**	0,9	0,3	1,05	4,25	**C.V**
Etage 3	1,2	0,2	0,7	4,25	**C.V**	1,2	0,3	1,05	4,25	**C.V**
Etage 4	1,4	0,2	0,7	4,25	**C.V**	1,4	0,2	0,7	4,25	**C.V**

IV.5.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Selon la recommandation de RPA version 2003 **Art.5.9** Les effets du 2° ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

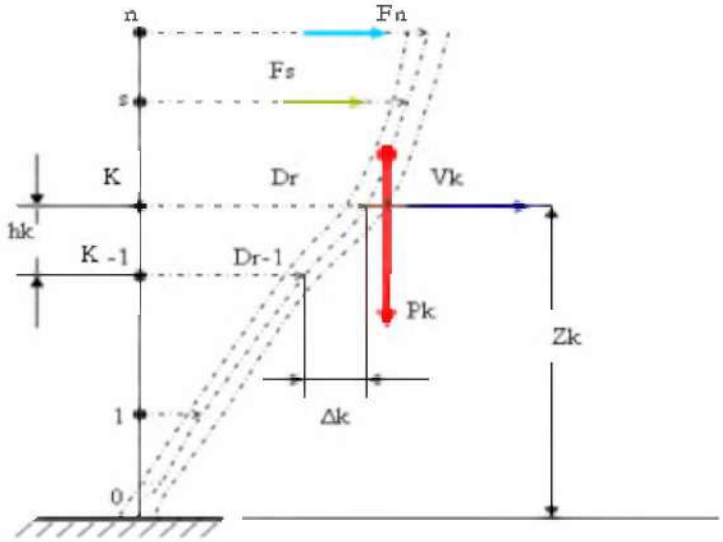


Figure VI.13 : **L'effet P- Delta**

$$\theta = P_k * \Delta_k \ / \ V_k * h_k \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

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

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

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

Tableau 4.18.Vérification l'effet P-Δ

Cas 1 :

	h_k(m)	W (kn)	V (kn)	D_{kx}(cm)	θ_x	θ_y	θ = 0.10	
RDC	3,4	22514,32	509,33	0,4	0,2	0,05	0,026	-
Etage1	5,27	47639,22	1449,39	0,3	0,4	0,02	0,025	**C.V**
Etage 2	6,12	73597,16	2554,46	0,3	0,3	0,01	0,014	**C.V**
Etage 3	4,25	97374,67	3012,27	0,2	0,3	0,02	0,023	**C.V**
Etage 4	4,25	118118,74	3214,58	0,2	0,2	0,02	0,017	**C.V**

Cas 2 :

	h_k(m)	W (kn)	V (kn)	D_{kx}(cm)	θ_x	θ_y	θ = 0.10	
RDC	5,27	22514,32	748,17	0,4	0,2	0,02	0,011	-
Etage1	5,27	47639,22	1669,84	0,3	0,4	0,02	0,022	**C.V**
Etage 2	4,25	73597,16	2420,85	0,3	0,3	0,02	0,021	**C.V**
Etage 3	4,25	97374,67	2854,72	0,2	0,3	0,02	0,024	**C.V**
Etage 4	4,25	118118,74	3046,45	0,2	0,2	0,02	0,018	**C.V**

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

VI .6.ETUDE THERMIQUE

1. Introduction

Le règlement CBA 93 exige dans les calculs relatifs aux constructions courantes et aux constructions industrielles, de tenir compte des effets des variations de température pour les éléments de construction comprise entre joints distants au minimum de :

- 30m dans les wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEN qui rentrent dans la catégorie suivante :
- 25m dans les autres wilayas su tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.
- 20 m dans le moyen sud et l'extrême sud.

A défaut de justification plus précise on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivante :

En Algérie du nord (climat tempéré) : 35°c et -15°c

Pour le proche et le moyen sud : 45°c et -20°c.

Pour l'extrême sud : +50°c et -300c.

Vu que les dimensions en plan du bloc B sont supérieures à 25m (LX= 36m) ; il est impératif de prendre en considération les effets des variations de température dans les calculs.

2. Effet de la température

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

3. Coefficient de dilatation thermique

Comme la plupart des matériaux utilisés par les ingénieurs, le béton a un coefficient de dilatation thermique positif, mais sa valeur dépend à la fois de la composition du béton et de son état hydrique au moment du changement de température.

L'influence de la composition du béton vient du fait que les deux principaux constituants du béton, la pâte de ciment hydraté et les granulats, ont des coefficients thermiques différents ; or, le coefficient du béton découle de ces deux valeurs. Le coefficient de dilatation thermique linéaire de
la pâte de ciment hydraté varie entre environ "11.10-6 et 20.10-6 °C" et est plus élevé que celui des granulats.

4. Dilatation thermique

La plupart des matériaux se dilatent en se réchauffant et se contractent en se refroidissant. Le changement de longueur correspondant à une variation de température s'exprime comme suit :

$$\frac{l-l_0}{l_0}=\alpha_l(T-T_0) \qquad \text{Ou} \qquad \frac{\Delta l}{l_0}=\alpha_l \Delta T$$

Avec :

L 0 : Longueur initiale lorsque la température varie de T0 et T.

L : Longueur finale lorsque la température varie de T0 et T.

α l : Coefficient linéaire de dilatation thermique (°C-1).

Evidemment, le réchauffement ou le refroidissement modifient toutes les dimensions d'un corps et produisent un changement de volume ΔV, qu'on peut calculer à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{\Delta V}{V_0}=\alpha_v \Delta T$$

Avec :

ΔV : Changement de volume.

V0 : Volume initial.

α v : Coefficient volumique de dilatation thermique.

Dans le cas des matériaux à dilatation isotrope αv vaut environ 3αl.

5. Contraintes thermiques

Les contraintes thermiques résultent des changements de température. Elles peuvent causer la rupture ou la déformation plastique des matériaux. Les deux principales sources de

contraintes thermiques sont la dilatation (ou la contraction) entravée et les gradients de température.

5.1 Contraintes thermiques dues à la dilatation et à la contraction

Considérons d'abord une tige pleine homogène et isotrope, chauffée ou refroidie uniformément, c'est-à-dire sans gradient de température. Si la tige peut se dilater ou se contracter librement, elle ne sera soumise à aucune contrainte. Par contre, si elle est ancrée à ses extrémités, elle subira une contrainte thermique "σ". En supposant que la température augmente de T0 à T, on peut évaluer cette contrainte au moyen de la relation suivante :

$\sigma = E\,\alpha l\,(T0 - T) = E\alpha l\Delta T$

E : Module d'élasticité.

αl : Coefficient linéaire de dilatation thermique

5.2 Contraintes thermiques dues aux gradients de température

Quand on chauffe ou qu'on refroidit un matériau solide, la température de chacun de ses parties se trouve modifiée. En un point donné, la température dépend de la forme du matériau, de ses dimensions, de sa conductibilité thermique et du taux de variation de la température. Des contraintes thermiques peuvent résulter des gradients de température qui se développent dans le matériau.

Ces contraintes sont souvent engendrées par un réchauffement ou un refroidissement brusque, au cours duquel la température extérieur change plus rapidement que la température interne ; elles peuvent aussi être causées par des variations différentielles de dimension qui empêchent certaines zones de se dilater ou de se contracter librement. Par exemple, au cours d'un réchauffement, la surface du matériau peut devenir nettement plus chaud et se dilater davantage que les régions internes. Dans ce cas, les contraintes superficielles de compression peuvent être équilibrées par des contraintes internes de tension. Et, lors d'un refroidissement subséquent, l'extérieur du matériau sera soumis à des tensions et l'intérieur subira des contraintes de compression.

a. Convention de signe

La contrainte thermique produite par un changement de la température se traduit par une contrainte de traction ou de compression est cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température (selon logiciel robot 2010) :

$\pm\Delta T > 0 \Rightarrow \sigma >$ o qui se traduit par une compression

$\Delta T < 0 \Rightarrow \sigma <$ o qui se traduit par une traction

Remarque :

L'effet de température a une grande importance au niveau des poutres des rives.

Le règlement CBA 93 propose de prévoie un joint de dilatation a L=25 m, donc on considère que on a une poutre continue et on applique la charge thermique a L=20m par rapport a l'origine suivant les deux sens comme il 'est illustrer dans la figure ci aprés :

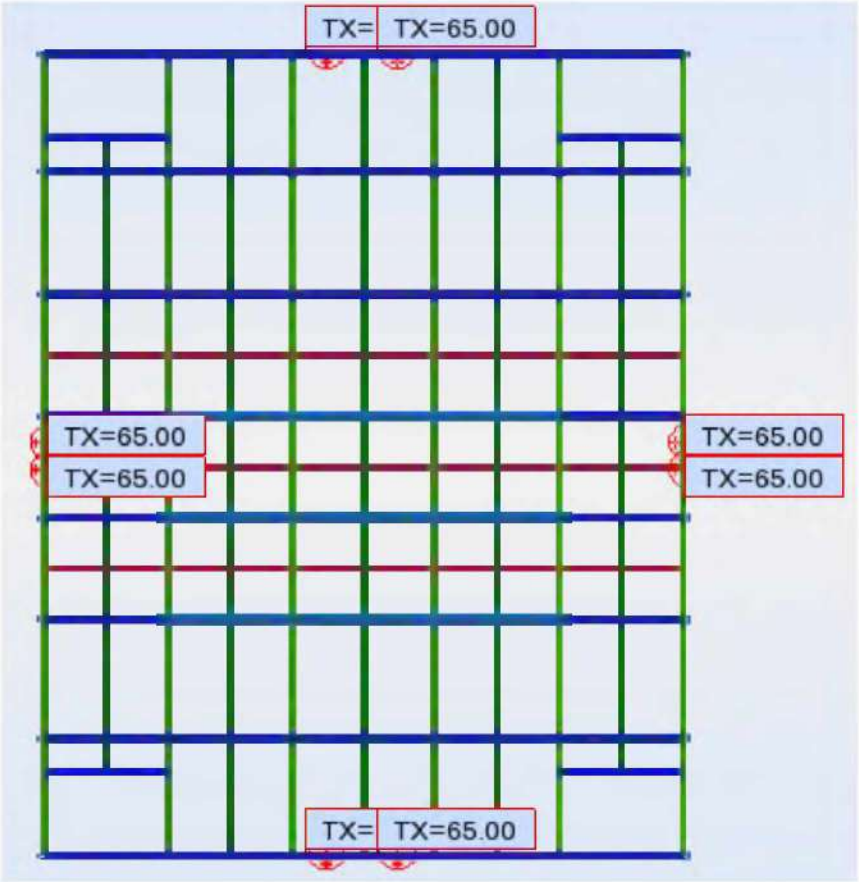


Figure VI-1 : application de charge thermique

b. Combinaisons de calcul

On distingue les différentes combinaisons suivantes :

ELUT: 1,35G +1,5Q ± 0,8T.....CBA 93.

ELST: G + Q ± 0,6 T.....CBA 93.

c. Méthode de calcul

Afin de quantifier les efforts induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan, qui sont : LX = 36m et LY= 43,2m. , un calcul à la température a été conduit sur la base de :

1- Pour le gradient de température

ΔT1 = 65°C (de 45°c à -20°c)

L'application a été effectuée sur les parties, les plus exposées à la variation de température.

Application d'un chargement thermique (T1 et T2) sur les éléments de façades et de la terrasse. Dans cette partie on suppose que tous les éléments structuraux ont une température de référence de l'ordre de 25°C.

6.1 Pourcentages minimaux d'armatures longitudinales dans les éléments exposés

Pour les ouvrages de dimensions courantes armés d'aciers à haute adhérence de classe FeE400 ou treillis soudés, on applique les prescriptions suivantes :

▪ Lorsque la longueur des éléments en béton armé extérieur aux bâtiments est limitée à:

5m dans les régions du nord.

3m dans les régions du sud.

La section des armatures longitudinales est au moins égale à :

0,002 de la section de béton lorsque le béton a une résistance caractéristique à la traction (ft28 = 2,4MPa) et que des précautions sont prises pour éviter une dessiccation trop rapide pendant les premiers jours du durcissement.

0,0025 de la même section lorsque les conditions ci-dessus ne sont pas satisfaites.

▪ Lorsque les longueurs des éléments dépassent :

10m dans les régions du nord.

6m dans les régions du sud.

Où lorsque les éléments sont solidaires à leurs extrémités d'une structure rigide, la section des armatures longitudinales est au moins égale à 0,005 de la section de béton.

▪ Pour 5m < L <10m d'une part, et 3m < L <6m d'autre parte, la section minimale des armatures longitudinales est obtenue par l'interpolation linéaire entre les valeurs précédentes

7. Vérification des éléments structuraux sous l'effet de gradient et de chargement thermique

7.1 Les éléments horizontaux

7.1.1 Ferraillage des poutres

a. Sous l'effet de gradient thermique

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple.

Le calcul de ferraillage sous l'effet de la température se fait à mi-travée à l'ELUT, pour les appuis, on garde le ferraillage dans le chapitre (3), avec vérification à l'ELST.

- Remarque :

Pour le calcul de ferraillage on a considère l'ELU de température dans le calcul de ferraillage dans le chapitre de calcul de ferraillage des éléments résistants.

D'après les résultats présentées dans les tableaux précédant on remarque que les moments sont plus importante dans le cas ultime accidentelle donc on adopt le même ferraillage pour ces poutre de chapitre précédant.

VI-7 Conclusion :

Les catastrophes humaines et économiques qu'en engendrent des séismes importants dans des régions non préparées comme en Alger dernièrement doit inciter à suivi la qualité d'exécution des ouvrages parasismiques qu'il reste encore très faible en Alger.

Chapitre 5

Ferraillage des éléments résistans

Introduction

Le ferraillage des éléments structuraux est l'objectif de toute étude de structure, dans ce chapitre on se limitera à donner des exemples de calcul seulement. Les autres éléments seront résumés dans des tableaux récapitulatifs.

Les objectifs du ferraillage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.1 : Ferraillage des poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

V.1.1 Combinaisons de calcul

Pour les poutres le calcul se mènera suivants différentes combinaisons et ce :

- ✓ Selon le CBA93 :
  - ➢ ***E.L.U :*** $1.35G + 1.5Q$ ***et*** $G+Q+E$
  - ➢ ***E.L.S :*** $G + Q$
- ✓ Selon le RPA99v2003 :
  - $G + Q \pm E$
  - $0.8G \pm E$

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 :

- **situation durable :**

Béton : γb =1,5 ; $b\sigma$ = 25 Mpa ; σb =14,2Mpa.

Acier:γs =1, 15; FeE 400; σS =348 Mpa.

- **situation accidentelle** :

Béton : γb =1,15 ; $b\sigma$ = 25 Mpa ; σb =18.48 Mpa.

Acier:γs =1; FeE 400; σS =400 Mpa.

V.1.2 Conditions de ferraillage

Le ferraillage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrits par le R.P.A.99version 2003.

- **Armatures longitudinales (article 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinauxsur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{smin} = 0{,}5\%(b \times h) = 0{,}005 \times (40 \times 60) = 12cm^2$$

$$A_{smin} = 0{,}5\%(b \times h) = 0{,}005 \times (30 \times 50) = 7.5\ cm^2$$

$$A_{smin} = 0{,}5\%(b \times h) = 0{,}005 \times (50 \times 140) = 35\ cm^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- Poutres de section 40×60

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0{,}04 \times (40 \times 60) = 96\ cm^2 \\ A_s^{max} = 0{,}06 \times (30 \times 45) = 144cm^2 \end{cases}$$

- Poutres de section 30×50

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0{,}04 \times (30 \times 50) = 60cm^2 \\ A_s^{max} = 0{,}06 \times (30 \times 50) = 90\ cm^2 \end{cases}$$

- Poutres de section 50×140

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0{,}04 \times (50 \times 140) = 280\ cm^2 \\ A_s^{max} = 0{,}06 \times (50 \times 140) = 420cm^2 \end{cases}$$

***a-* / Vérification des contraintes normales à L'ELS**

Pour les poutres de rive on a fissuration préjudiciable, et pour celle intermédiaire on a fissuration non préjudiciable.

$$\text{On à : } \boldsymbol{y_1} = \frac{15A_s}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5\ A_s}} - 1\right]$$

• l'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I_1} y_1 < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s = 15\dfrac{M_{ser}}{I_1}(d - y_1) \end{cases}$$

V.1.3 :Armatures transversales :

Selon la recommandation de RPA version 2003 art 7.5.2.2 La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003.\ S\ .b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

Min de : $(h/4, 12\phi)$.

- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

La valeur du diamètre ϕdes armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.4.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

D'après **CBA 93** :

$$St = \frac{0.8\, fe\ \ At}{b_0(\tau u - 0.3 f_{tj}.k)}$$

- fe : Résistance élastique des aciers
- At : La section des armatures transversales
- σ_b : Contrainte tangentielle
- b : Largeur de la section du béton
- f_{th}: Résistance du béton à la traction
- K : Coefficient dépend de la nature de la sollicitation
- K=1 cas de flexion simple.

$$K = 1 + 3\frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}}$$ Cas de la flexion composée avec compressions.

$$K = 1 - 3\frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}}$$ Cas de la flexion composée avec traction.

Quelque soit les résultats obtenu par ce calcul on doit toujours veillez que les deux conditions suivantes soient suivant :

$$St <= 0.9\ d \text{ et } 40\ cm$$

$$\frac{A_t\ Fe}{b_0\ S_t} >= 0.4 Mpa$$

Et avec celle de RPA version 2003.

- **Armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales minimales est définie par RPA version 2003**(Article 7.5.2.2)** comme suit:

$$A_t^{min} = 0{,}003 \times S \times b$$

- s : est l'espacement entre deux cours d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section transversale de la poutre.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\text{zone nodale : } s \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\}$$

$$\text{Hors zone nodale : } \quad s \leq \frac{h}{2}$$

ϕ : La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- **Ferraillage minimale**
- **Condition de non fragilité**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{smin} = max\left\{0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000}\right\}$$

- Poutres de section $40 * 60$

$$A_{smin} = max\left\{0{,}23 \times 40 \times 57 \times\times \frac{2{,}1}{400}; \frac{40 \times 57}{1000}\right\} = 2.57\ cm^2$$

- Poutres de section 30×50

$$A_{smin} = max\left\{0{,}23 \times 30 \times 47 \times \frac{2{,}1}{400}; \frac{30 \times 47}{1000}\right\} = 1{,}70\ cm^2$$

- Poutres de section 50×140

$$A_{smin} = max\left\{0{,}23 \times 50 \times 135 \times \frac{2{,}1}{400}; \frac{50 \times 135}{1000}\right\} = 6.5\ cm^2$$

- **Disposition constructives**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à $5\ cm$ au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Le diamètre minimum est de $12\ mm$.
- La longueur minimale des recouvrements est de $\boldsymbol{40\phi}$ en zone$\boldsymbol{I}$.

V.1.5 : Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

Tableau : V-1 : la contrainte tangentielle admissible.

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.34\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

1- poutre 40×60 :

a) Les sollicitations :

Tab .V.2 : Sollicitations des poutres de rive (40x60) :

sollicitations des poutres principales 40x60					
niveau	**Situation**	**TRAVEES**		**APPUIS**	
		Mu (kn, m)	**Ms (kn, m)**	**Mu (kn, m)**	**Ms (kn, m)**
RDC	DUR	200,77	143,38	214,77	153,38
	ACC	216,37		253,33	
1	DUR	174,17	124,63	303,58	216,66
	ACC	149,09		325,2	
2	DUR	202,71	144,81	217,26	155
	ACC	183,18		288,32	
3	DUR	203,9	145,69	228,8	163,3
	ACC	147,72		267,56	
4	DUR	172,09	125,65	191,01	137,22
	ACC	125,65		212,22	

Tab .V.3 Sollicitations des poutres intermédiaire (40×60) :

sollicitations des poutres principales 40x60					
niveau	Situation	TRAVEES		APPUIS	
		Mu (kn, m)	Ms (kn, m)	Mu (kn, m)	Ms (kn, m)
RDC	DUR	480,14	342,1	660,49	458,21
	ACC	342,71		592,03	
1	DUR	376,53	268,02	724,65	510,8
	ACC	278,24		576,24	
2	DUR	477,54	340,51	478,67	341,78
	ACC	341,06		434,02	
3	DUR	471,67	336,16	477,89	341,31
	ACC	336,78		416,14	
4	DUR	396,24	288,35	384,4	280,18
	ACC	291,2		328,04	

b) Ferraillage longitudinal

- **Ferraillage des travées**
- $b = 40cm\ ; h = 60\ cm\ ; d = 57\ cm\ ; d' = 3\ cm$

Pour ferrailler les poutres de cette dimensions, on fait recourt à la plus sollicité, celle-ci se trouve au niveau du plancher du 2ème niveau c'est-à-dire à +6.8; La barre la plus sollicitée sous la combinaison d'ELU.

$M_u = \mathbf{216.37}$ KN. m sous la combinaison accidentelle.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{216.37}{40 * 57^2 * 18.48} = 0.09 < \mu_{lu} + 0.392$$

$\Rightarrow$ doncsection entierement comprimée.

$$A_s^{'} = 0$$

$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.09}\right) = 0.118 < 0,259 \Rightarrow$ Donc pivot A.

$$\sigma_s = f_{su} = 400\ MPa$$

$$ß = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 * 0,118) = 0,952$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{216.37}{0.933 * 57 * 400} = 9.96\ cm^2$$

Donc on adopte $\mathbf{4T12 + 4T14}$ avec$\boldsymbol{A_s = 10.64cm^2}$.

- ***Ferraillage minimale***

$$A_{smin} = max\{A_{smin}^{RPA}; A_{s\,min}^{CBA}\}$$

$A_{smin} = max\{12\ ;\ 2.57\} = 12\ cm^2 < A_s^{adoptée} = 10.64\ cm^2$ **condition non vérifiée**

On adopt la section min de RPA version 2003 : As =12 cm² on choisit **4T16+4T12**.de **As=12.56 cm².**

- ***Ferraillage des appuis :***

Le ferraillage se mènera sur les poutres de mêmes sections $40 * 60$s sauf que cette fois ci, le moment max en travée ce n'est pas la même combinaison.

La barre la plus sollicitée sous la combinaison ACC

La barre la plus sollicitée sous la combinaison d'ELS

$$M_{ACC} = -\mathbf{253.33}KN.msous\ \ combinaisan\ \ accidentelle$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{253.33}{40 * 57^2 * 18.48} = 0.105 < \mu_{lu} \Longrightarrow \text{doncsection entierement comprimée} \quad A_s^{'} = 0$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.105}\right) = 0{,}139 < 0{,}259 \Rightarrow \text{Donc pivot A.}$$

$$\beta = (1 - 0{,}4\alpha) = (1 - 0{,}4 * 0.139) = 0.944$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{253.33 \times 10^{-3}}{57 * 0.944 * 400} = \mathbf{11.77\ cm^2}$$

Donc on adopte $\mathbf{4T12 + 4T16}$avec $\boldsymbol{A_s = 12.56cm^2}$

- ***Ferraillage minimale***

$$A_{smin} = max\{A_{smin}^{RPA}; A_{s\,min}^{CBA}\}$$

$A_{smin} = max\{12\ ;\ 2.57\} = 12\ cm^2 < A_s^{adoptée} = 12.56\ cm^2$ **condition vérifiée**

c) Vérification des contraintes normales à L'ELS

On à : $M_{ser} = 143.39\ KNm/ml, A_s = 12.56\ cm^2$

$$\boldsymbol{y_1} = \frac{15A_s}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5\,A_s}} - 1\right] = \frac{15 \times 12.56 \times 10^{-4}}{0.4} * \left(\sqrt{1 + \frac{1 \times 0.4 \times 0.57}{7.5 \times 12.56 \times 10^{-4}}} - 1\right)$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{y_1} = 18\ cm$$

• l'inertie de la section :-

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 40 \times \frac{18^3}{3} + 15 \times 12.56\ (57 - 18)^2$$

$$\Rightarrow I = 364316.40\ cm^4 = \mathbf{36.43 \times 10^{-4} m^4}$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I_1} y_1 = 7.08\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa Condition vérifiée \\ \sigma_s = 15\dfrac{M_{ser}}{I_1}(d - y_1) = 263.72\ MPa < \bar{\sigma}_s = 400\ MPa Condition\ vérifiée \end{cases}$$

Le ferraillage adopté à l'ELU est satisfaisant à l'ELS.

Les résultats du ferraillage pour chaque étage seront récapitulés dans les tableauxsuivants :

Tab .V.4 Ferraillage des poutres 40x60 poutres de rive.

Niveau	Poutre	Situation	Mu (kN.m)	A'	As (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{choisit}$	A (cm²)
RDC	travée	ACC	216,37	0	9,96	**12**	**4T16+4T12**	12.56
	appuis	ACC	253,33	0	11,77	**12**	**4T16+4T14**	12.56
1	travée	DUR	149,09	0	7,85	**12**	**4T16+4T12**	12.56
	appuis	ACC	325,2	0	15,39	**12**	**8T16**	16.08
2	travée	DUR	202,71	0	10,85	**12**	**4T16+4T14**	12.56
	appuis	ACC	288,32	0	13,51	**12**	**8T16**	16.08
3	travée	DUR	203,9	0	10,92	**12**	**4T16+4T14**	12.56
	appuis	ACC	267,56	0	12,47	**12**	**4T16+4T14**	12.56
4	travée	DUR	172,09	0	7,84	**12**	**4T16+4T12**	12.56
	appuis	ACC	191,01	0	8.74	**12**	**4T16+4T12**	12.56

Tab .V.5 Vérification des contraintes normales à L'ELS :

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	Y (cm)	I (cm²)	$\sigma_b(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_S(Mpa)$
RDC	143,38	12,56	18,936	363499,032	7,47	15	225,21	400
1	124,63	12,56	18,936	363499,032	6,49	15	195,76	202
2	144,81	12,56	18,936	363499,032	7,54	15	**227,46**	202
3	145,69	12,56	18,936	363499,032	7,59	15	**228,84**	202
4	125,65	12,56	18,936	363499,032	6,55	15	197,36	202
niveau	**Ms (appuis)**	**As (cm²)**	**Y (cm)**	**I (cm²)**	$\sigma_b(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_S(Mpa)$
RDC	153,38	12,56	18,94	363499,03	7,99	15	240,92	400
1	216,66	16,08	20,87	436057,86	13,22	15	269,25	400
2	155	16,08	20,87	436057,86	7,42	15	192,62	400
3	163,3	12,56	18,94	363499,03	8,51	15	256,50	400
4	137,22	12,56	18,94	363499,03	7,15	15	215,54	400

Le ferraillage a l'ELU n'est pas suffisant au niveau des travées dans la 2eme et 3eme étage on doit refaire le ferraillage.

Tab .V.6 Vérification des contraintes normales à L'ELS :

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	Y (cm)	I (cm²)	$\sigma_s(Mpa)$	$\overline{\sigma_S}(Mpa)$	Achoix	A (cm²)
2	144,81	16,08	20,873	436057,864	179,96	202	**8T16**	16.08
3	145,69	16,08	20,873	436057,864	181,05	202	**8T16**	16.08

Tab .V.7 : Récapitulation de ferraillage de la poutre 40-60 de rive :

niveau		$A_{choisit}$	A (cm²)
RDC -4	travée	**4T16+4T12**	12.56
	appuis	**4T16+4T14**	12.56
1-2	travée	**4T16+4T12**	12.56
	appuis	**8T16**	16.08
3	travée	**8T16**	16,08
	appuis	**4T16+4T14**	12.56

- **Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Tableau V-8- Justification des poutres(40×60) sous sollicitation des efforts tranchants

Niveau	Situation	Vu (KN)	τs (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau s \leq \overline{\tau}_u$
RDC	ACC	283,68	2,012	3,26	C.V
1	DUR	277,05	1,965	2,5	C.V
2	ACC	242,98	1,723	3,26	C.V
3	ACC	153,52	1,089	3,26	C.V
4	ACC	145,46	1,032	3,26	C.V

- **Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

- D'après **CBA 93** :

$$St = \frac{0.8\, fe\ \ At}{b_0(\tau u - 0.3 f_{tj} . k)}$$

K=1 cas de flexion simple.

- Vérification selon RPA VERSION 2003 :

At= 0.003. S .b

Zone nodale : Min de : (h/4, 12ϕ).

En dehors de la zone nodale : s≤h/2

Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales :

poutre 40×60 de rive										
NIV	calcul					vérification				Ferraillage
						CBA		RPA		
	At (cm²)	Tu (kn)	SIT	τ(Mpa)	St (cm)	St (cm)	$\frac{A_t f_r}{b_0 S_t} \geq 0.4\ Mpa$	St (cm)	At (cm2)	A choix
RDC	3,015	283,68	ACC	2,012	11	40	1,61	14,4	1,32	**6φ8**
1	3,015	277,05	DUR	1,965	11	40	1,61	14,4	1,32	**6φ9**
2	3,015	242,98	ACC	1,723	11	40	1,61	14,4	1,32	**6φ10**
3	3,015	153,52	ACC	1,089	11	40	1,61	14,4	1,32	**6φ11**
4	3,015	145,46	ACC	1,032	11	40	1,61	14,4	1,32	**6φ12**

Tab .V.10 : Ferraillage des poutres de section40×60 poutre intermédiaire :

niveau	poutre	situation	Mu (kN.m)	A'	As (cm²)	A_{min}	A choix	A (cm²)
RDC	travée	DUR	480,14	0	28,60	**12**	**8T20+4T12**	29.64
	appuis	DUR	660,49	0	43,44	**12**	**12T20+4T12**	42.2
1	travée	DUR	376,53	0	21,46	**12**	**8T16+8T14**	22.20
	appuis	DUR	724,65	0	49,93	**12**	**12T20+4T12**	42.2
2	travée	DUR	477,54	0	28,41	**12**	**8T20+4T12**	29.64
	appuis	DUR	478,67	0	28,50	**12**	**8T20+4T12**	29.64
3	travée	DUR	471,67	0	27,99	**12**	**8T20+4T12**	29.64
	appuis	DUR	477,89	0	28,44	**12**	**8T20+4T12**	29.64
4	travée	DUR	396,24	0	22,76	**12**	**12T16**	24.12
	appuis	DUR	384,4	0	21,97	**12**	**8T16+8T14**	22.20

Tab .V.11 : Vérification des contraintes normales à L'ELS :

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	Y(cm)	I (cm²)	σb(Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_S(Mpa)$
RDC	342,1	28,64	25,8620163	647164,356	13,67	15	-	-
1	268,02	22,2	23,5866848	546738	11,56	15	-	-
2	340,51	28,64	25,8620163	647164,356	13,61	15	-	-
3	336,16	28,64	25,8620163	647164,356	13,43	15	-	-
4	288,35	24,12	24,3157857	578187,55	12,13	15	**244,50**	202
niveau	**Ms (appuis)**	**As (cm²)**	**Y(cm)**	**I (cm²)**	σb(Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_S(Mpa)$
RDC	458,21	42,2	29,5013789	821004,58	**16,46**	15	-	-
1	510,8	42,2	29,5013789	821004,58	**18.32**	15	-	-
2	341,78	28,64	25,8620163	647164,356	13,66	15	-	-
3	341,31	28,64	25,8620163	647164,356	13,64	15	-	-
4	280,18	22,2	23,5866848	546738	12,09	15	**256.84**	202

On quelque cas des contraintes n'est pas vérifiée donc on refaire le ferraillage a l'ELU.

-a- position de poutre de RDC :

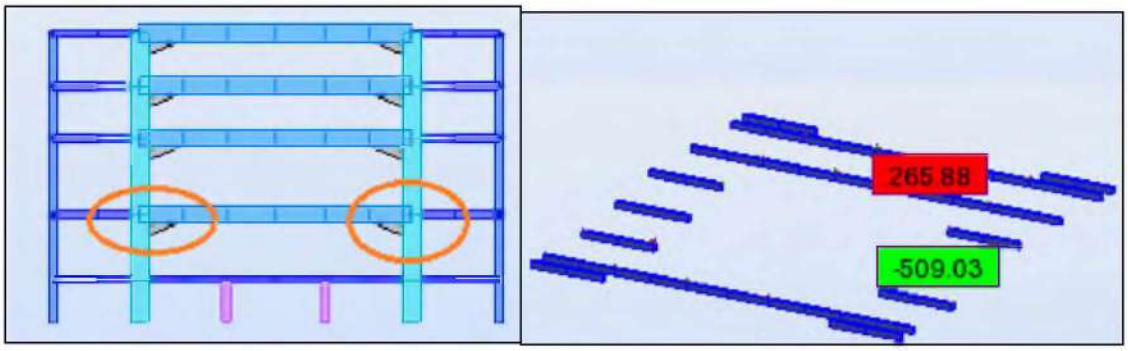


Figure V-1 : sollicitation aux appuis

Tab .V.12 : Vérification des contraintes normales à L'ELS :

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	Y(cm)	I (cm²)	σb (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_S$ (Mpa)	A1 (cm²)
4	288,35	31,24	26,661441	684003,531	11,24	15	191,84	202	**8T20+4T14**
niveau	**Ms (appuis)**	**As (cm²)**	**Y(cm)**	**I (cm²)**	σb(Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_S(Mpa)$	**A1 (cm²)**
RDC	458,21	**62,8**	33,3648706	1021449,56	14,97	15	-	-	**20T20**
1	510,8	**98,2**	37,7010399	1263112,87	13,22	15	-	-	**20T25**
4	280,18	31,24	26,661441	684003,531	10,92	15	186,41	202	**8T20+4T14**

Remarque :

Dans le cas de poutre (40x60) qui se trouve au niveau de 1^{ier} étage les moments dans les appuis sont très grands par conséquent le ferraillage l'est aussi, donc soit on prévoir un gousset au niveau de ces appuis, soit on redimensionne la poutre.

- Pour la poutre de RDC de section (40x60) on adopte une section de (40x65) ;
- Pour la poutre de 1^{ier} étage de section (40x60) on adopte une section de (40*70).

On refaire le ferraillage de les poutres de RDC et de 1^{ier}étage (poutre 40x65 et 40*70).

C'est la solution le plus pratique

Les sollicitations :

Tableau V-13 : sollicitation de la poutre intermédiaire du RDC et de 1^{ier} étage :

niveau	Situation	TRAVEES		APPUIS	
		Mu (kn, m)	Ms (kn, m)	Mu (kn, m)	Ms (kn, m)
RDC	DUR	485.98	346.40	694.51	499.11
	ACC	347.44		645.48	
1	DUR	400.04	287.81	818.84	588.56
	ACC	300.82		696.89	

Tab .V.14 : Ferraillage de poutre intermédiaire :

niveau	poutre	situation	Mu (kN.m)	A'	As (cm²)	A_{min}	A choix	A (cm²)
RDC 40x65	travée	DUR	485.98	0	25,82	12	12T16+4T12	28.64
	appuis	DUR	694.51	0	40,16	12	12T20+4T12	42.20
1 40x70	travée	DUR	400.04	0	18,77	12	8T16+4T12	20.60
	appuis	DUR	818.84	0	43,95	12	12T20+4T12	42.20

Tab .V.15 : Vérification des contraintes normales à L'ELS :

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	Y(cm)	I (cm²)	σb(Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_S(Mpa)$
RDC	346,4	28,64	9261488,64	3043,2694	27,3008675	15	-	-
1	287,81	20,6	7006884	2647,05195	25,3631493	15	-	-
niveau	Ms (appuis)	As (cm²)	Y(cm)	I (cm²)	σb(Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_S(Mpa)$
RDC	499,41	**42,20**	31,21	1005439,76	**15,50**	15	-	-
1	588,56	**42,20**	32,87	1210873,89	**15,98**	15	-	-

La contrainte de béton est supérieur a la contrainte admissible au niveau des appuis on refaire le ferraillage.

Tab .V.16 : Vérification des contraintes normales à L'ELS :

niveau	Ms (appuis)	As (cm²)	Y (cm)	I (cm²)	σb (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_S$ (Mpa)	A choix
RDC	499,41	**49.92**	32,5656309	1084801,77	14,92	15	-	-	**12T20+8T14**
1	588,56	**53,76**	35,5882341	1396651,38	15,00	15	-	-	**12T20+8T16**

Tab .V.17 : Récapitulation de ferraillage :

niveau	poutre	A choix
RDC	travée	**8T20+4T12**
	appuis	**12T20+8T14**
1	travée	**8T16+4T12**
	appuis	**12T20+8T16**
2 - 3	travée	**8T20+4T12**
	appuis	**8T20+4T12**
4	travée	**8T20+4T14**
	appuis	**8T20+4T14**

- **Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

Tableau V-18- Justification des poutres (40x60) sous sollicitation des efforts tranchants

Niveau	Situation	Vu (KN)	τs (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau s \leq \overline{\tau}_u$
RDC	DUR	681,6	2,989	3,34	C.V
1	ACC	768,15	3,369	4,34	C.V
2	ACC	362,09	1,588	4,34	C.V
3	DUR	253,29	1,111	3,34	C.V
4	DUR	211,02	0,926	3,34	C.V

Calcul des armatures transversales :

Tableau V.19 : Calcul des armatures transversales :

poutre 40x60											
NIV	Calcul						vérification				Ferraillage
							CBA		RPA		
	At (cm²)	Tu	SIT	T(Mpa)	St (cm)	St	St (cm)	$\frac{A_t f_r}{b_0 S_t} \geq 0.4\ Mpa$	St (cm)	At (cm2)	A choix
RDC	3,015	681,6	DUR	2,989	4	8	40	2,21	14,4	1,32	**6φ8**
1	3,015	768,15	ACC	3,369	3,45	8	40	2,21	14,4	1,32	**6φ8**
2	3,015	362,09	ACC	1,588	9,86	8	40	2,21	14,4	1,32	**6φ8**
3	3,015	253,29	DUR	1,111	19,64	8	40	2,21	14,4	1,32	**6φ8**
4	3,015	211,02	DUR	0,926	31,97	8	40	2,21	14,4	1,32	**6φ8**

2 -poutre 50x140 :

- **Les sollicitations :**

Tab .V.19 : Sollicitations des poutres (50x140) :

sollicitations des poutres principales 50x140					
niveau	Situation	TRAVEES		APPUIS	
		Mu (kn, m)	Ms (kn, m)	Mu (kn, m)	Ms (kn, m)
RDC	ELU	555,58	368,13	839,72	579,06
	ACC	793,18		1034,02	
1	ELU	2187,11	1543,26	1615,99	1142,76
	ACC	2649,02		1684,42	
2	ELU	1789,48	1280,59	1367,38	979,83
	ACC	1293,57		1605,62	
3	ELU	1778,82	1274,07	1334,68	956,39
	ACC	1279,09		1395,77	
4	ELU	1566,51	1143,57	1056,89	770,27
	ACC	1147		1051,27	

V.20 : Ferraillage des poutres de section 50x140 :

niveau	poutre	situation	Mu (kN.m)	A'	As (cm²)	Amin	A1 (cm²)	A (cm²)
RDC	travée	ACC	793,18	0	15,05	35	8T16	16.08
	appuis	ACC	1034,02	0	10,03	35	8T14	12.24
1	travée	ACC	2649,02	0	53,68	35	12T20+8T14	54.46
	appuis	ACC	1684,42	0	16,42	35	4T20+4T12	17.08
2	travée	DUR	1789,48	0	41,17	35	12T20+4T12	42.22
	appuis	ACC	1605,62	0	15,64	35	4T20+4T12	17.08
3	travée	DUR	1778,82	0	40,90	35	12T20+4T12	42.22
	appuis	ACC	1395,77	0	13,57	35	4T16+4T14	14.16
4	travée	ACC	1566,51	0	30,50	35	12T20	37.68
	appuis	ACC	1056,89	0	10,25	35	4T20	12.56

Remarque : le ferraillage au niveau des appuis est le ferraillage de gousset.

Tab .V.21 Vérification des contraintes normales à L'ELS

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	Y(cm)	I (cm²)	σb (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_S$ (Mpa)
RDC	368,13	16,08	45,09	6096849,04	2,72	15	-	-
1	1543,26	54,46	52,06	7971078,75	10,08	15	-	-
2	1280,59	42,22	47,17	6634572,99	9,10	15	-	-
3	1274,07	42,22	47,17	6634572,99	9,06	15	-	-
4	1143,57	**37,68**	45,09	6096849,04	8,46	15	**252,97**	202
niveau	Ms (appuis)	As (cm²)	Y(cm)	I (cm²)	σb (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_S$ (Mpa)
RDC	579,06	12,56	40,66	10184273,3	2,31	15	-	-
1	1142,76	17,08	46,75	13353756,6	4,00	15	-	-
2	979,83	17,08	46,75	13353756,6	3,43	15	-	-
3	956,39	14,16	42,94	11326812,6	3,63	15	-	-
4	770,27	**12,56**	40,66	10184273,3	3,08	15	**248,84**	202

La contrainte normal de l'acier au niveau du terrasse est supérieure a la contrainte admissible donc on refaire le ferraillage onadopt la même section avec l'avant dernier étage.

Tab .V.22 Vérification des contraintes normales à L'ELS.

niveau	Ms (travées)	As (cm²)	y	I (cm²)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_S$ (Mpa)	A choix	A (cm²)
4	1143,57	**53.76**	52,06	7971078,75	7,47	15	178,49	202
niveau	Ms (appuis)	As (cm²)	y	I (cm²)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_S$ (Mpa)	A choix	A (cm²)
4	770.27	**17,08**	46,75	13353756,6	2,70	15	184,51	202

Tab .V.23 : Récapitulation de ferraillage de la poutre 50x140 :

niveau	poutre	A1 (cm²)	A (cm²)
RDC	travée	**8T16**	16.08
	appuis	**8T14**	12.22
1-4	travée	**12T20+8T16**	53.76
	appuis	**4T20+4T12**	17.08
2-3	travée	**12T20+4T12**	42.22
	appuis	**4T20+4T12**	17.08

- **Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

Tableau V-24- Justification des poutres (50x140) sous sollicitation des efforts tranchants

Niveau	Situation	Vu (KN)	τs (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau s \leq \overline{\tau}_u$
RDC	DUR	500,36	0,741	3,34	C.V
1	DUR	913,24	1,353	3,34	C.V
2	DUR	754,67	1,118	3,34	C.V
3	DUR	657,67	0,974	3,34	C.V
4	DUR	554,28	0,821	3,34	C.V

Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

- D'après **CBA 93** :

$$St = \frac{0.8 fe \ At}{b_0 (\tau u - 0.3 f_{tj} . k)}$$

Tableau V.25: Calcul des armatures transversales :

poutre 40x60											
NIV	calcul						vérification **CBA**		**RPA**		Ferraillage
	At (cm²)	Tu	SIT	T (Mpa)	St (cm)	St	St (cm)	$\frac{A_t f_r}{b_0 S_t} \geq 0.4\ Mpa$	St (cm)	At (cm2)	A choix
RDC	3,015	500,36	DUR	0,741	67,92	15	40	1,18	14,4	1,32	**6φ8**
1	3,015	913,24	DUR	1,353	10,45	15	40	1,18	14,4	1,32	**6φ8**
2	3,015	754,67	ACC	1,118	15,49	15	40	1,18	14,4	1,32	**6φ8**
3	3,015	657,67	DUR	0,974	21,95	15	40	1,18	14,4	1,32	**6φ8**
4	3,015	554,28	DUR	0,821	39,54	15	40	1,18	14,4	1,32	**6φ8**

3 - poutre 30x50 :

- **sollicitations :**

Tab .V.26 : Sollicitations des poutres de rive (30x50) :

sollicitations des poutres principales 30x50					
niveau	combinaison	TRAVEES		APPUIS	
		Mu (kn, m)	Ms (kn, m)	Mu (kn, m)	Ms (kn, m)
RDC	ELU	98,19	65,33	127,8	84,36
	ACC	332,75		377,84	
1	ELU	289,45	176,22	383,67	233,64
	ACC	346,29		523,36	
2	ELU	68,33	48,45	114,44	76,4
	ACC	284,11		360,7	
3	ELU	68,16	48,31	116,02	77,62
	ACC	207,91		279,52	
4	ELU	60,65	43,67	94,65	63,55
	ACC	53,06		110,75	

Tab .V.27 : Sollicitations des poutres intermédiaire (30x50) :

sollicitations des poutres principales 30x50					
niveau	combinaison	TRAVEES		APPUIS	
		Mu (kn, m)	Ms (kn, m)	Mu (kn, m)	Ms (kn, m)
RDC	ACC	175,23	124,12	279,48	192,21
	ACC	133,35		234,04	
1	ACC	71,54	44,38	106,48	74,68
	ACC	161,8		181,07	
2	ACC	168,06	119,49	317,34	225,3
	ACC	120,96		266,41	
3	ACC	165,12	117,36	312,94	222,08
	ACC	118,81		257	
4	DUR	139,71	101,59	252,38	183,19
	ACC	101		204,93	

- **le ferraillage :**

Les résultats du ferraillage pour chaque étage seront récapitulés dans les tableaux suivants :

Tab .V.28 : Ferraillage des poutres de section 30x50 (de rive) :

niveau	poutre	situation	Mu (kN.m)	A'	As (cm²)	A_{min} (cm²)	A choix	A (cm²)
RDC	travée	ACC	332,75	0	21,12	7.5	12T16	24.12
	appuis	ACC	377,84	0	24,83	7.5	8T20	25.12
1	travée	ACC	346,29	0	22,20	7.5	12T16	24.12
	appuis	ACC	523,36	0	40,31	7.5	8T20+4T14	43.8
2	travée	ACC	284,11	0	17,45	7.5	4T20+4T14	18.68
	appuis	ACC	360,7	0	23,38	7.5	8T20	25.12
3	travée	ACC	207,91	0	12,20	7.5	4T16+4T12	12.56
	appuis	ACC	279,52	0	17,12	7.5	4T20+4T14	18.68
4	travée	DUR	60,65	0	3,34	7.5	4T14+4T12	10.64
	appuis	ACC	110,75	0	6,18	7.5	4T16	8.04

Tab .V.29 Vérification des contraintes normales à L'ELS :

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	Y (cm)	I (cm²)	σb (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_S$ (Mpa)
RDC	65,33	24,12	23,7042783	329538,112	4,70	15	69,27	400
1	176,22	24,12	23,7042783	329538,112	12,68	15	186,86	202
2	48,45	18,68	21,7275973	281535,638	3,74	15	65,24	400
3	48,31	12,56	18,8149875	216269,767	4,20	15	94,44	400
4	43,67	10,64	17,66657	192466,563	4,01	15	99,83	400
niveau	Ms (appuis)	As (cm²)	Y(cm)	I (cm²)	σb (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_S$ (Mpa)
RDC	84,36	25,12	24,0240621	337566,565	6,00	15	86,13	400
1	233,64	43,8	28,480651	456348,934	13,22	15	142,22	400
2	76,4	24,12	23,7042783	329538,112	5,50	15	81,01	400
3	77,62	18,68	21,7275973	281535,638	5,99	15	104,51	400
4	63,55	8,04	15,8304509	156839,432	6,41	15	189,44	202

- **Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Tableau V-30- Justification des poutres (30x50) sous sollicitation des efforts tranchants

Niveau	Situation	Vu (KN)	τs (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau s \leq \overline{\tau}_u$
RDC	ACC	151,95	1,078	3,26	C.V
1	ACC	458,64	3,253	3,26	C.V
2	ACC	323,61	2,295	3,26	C.V
3	ACC	253,13	1,795	3,26	C.V
4	ACC	131,08	0,930	3,26	C.V

- Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

- D'après **CBA 93** : $$St = \frac{0.8\,fe\ \ At}{b_0(\tau u - 0.3f_{tj}.k)}$$

Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales :

poutre 30x50									
NIV	Calcul				vérification				Ferraillage
					CBA		RPA		
	At (cm²)	SIT	St (cm)	St	St (cm)	$\frac{A_t f_r}{b_0 S_t} \geq 0.4\ Mpa$	St (cm)	At (cm2)	A choix
RDC	2,01	ACC	28,14	8	40	1.48	14,4	1,32	**4φ8**
1	2,01	ACC	4,80	8	40	1.48	14,4	1,32	**4φ8**
2	2,01	ACC	7,56	8	40	1.48	14,4	1,32	**4φ8**
3	2,01	ACC	10,81	8	40	1.48	14,4	1,32	**4φ8**
4	2,01	ACC	42,04	8	40	1.48	14,4	1,32	**4φ8**

Tab .V.32 : Ferraillage des poutres de section 30x50 (intermédiaire) :

niveau	poutre	situation	Mu (kN.m)	A'	As (cm²)	A_{min} (cm²)	A choix	A (cm²)
RDC	travée	DUR	175,23	0	11,96	**7.5**	**8T14**	12.24
	appuis	DUR	234,04	0	16,75	**7.5**	**8T16+4T12**	22.22
1	travée	ACC	161,8	0	9,27	**7.5**	**4T14+4T12**	10.64
	appuis	ACC	181,07	0	10,47	**7.5**	**8T14**	12.24
2	travée	DUR	168,06	0	11,41	**7.5**	**8T14**	12.24
	appuis	DUR	317,34	0	27.10	**7.5**	**8T20+4T16**	33.16
3	travée	DUR	165,12	0	11,18	**7.5**	**8T14**	12.24
	appuis	DUR	312,94	0	29.10	**7.5**	**8T20+4T16**	33.16
4	travée	DUR	139,71	0	9,29	**7.5**	**8T14**	12.24
	appuis	DUR	252,38	0	18,36	**7.5**	**8T16+4T12**	22.22

Tab .V.33 : Vérification des contraintes normales à L'ELS :

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	y	I (cm²)	σb (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_S$ (Mpa)
RDC	124,12	12,24	18,63	212432,144	10,89	15	-	-
1	44,38	10,64	17,66	192466,563	4,07	15	-	-
2	119,49	12,24	18,63	212432,144	10,48	15	-	-
3	117,36	12,24	18,63	212432,144	10,29	15	-	-
4	101,59	12,24	18,63	212432,144	8,91	15	201.48	400
niveau	**Ms (travée)**	**As (cm²)**	**y**	**I (cm²)**	σb (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_S$ (Mpa)
RDC	192,21	22,22	23,06	313646,775	14,13	15	-	-
1	74,68	12,24	18,63	212432,144	13,22	15	-	-
2	225,3	33,16	26,23	395040,521	14,96	15	-	-
3	222,08	33,16	26,23	395040,521	14,75	15	-	-
4	183,19	25,12	24,02	337566,565	13,04	15	187,03	400

Tab .V.34 : Récapitulation de ferraillage de la poutre 30-50 d'intermédiaire :

niveau	poutre	A choix
RDC - 4	travée	**8T14**
	appuis	**8T16+4T12**
1	travée	**4T14+4T12**
	appuis	**8T14**
2 - 3	travée	**8T14**
	appuis	**8T20+4T16**

- **Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Tableau V-35- Justification des poutres (30x50) sous sollicitation des efforts tranchants

Niveau	Situation	Vu (KN)	τs (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau s \leq \overline{\tau}_u$
RDC	ACC	250,5	1,67	4,34	C.V
1	ACC	224,67	1,50	4,34	C.V
2	DUR	229,35	1,53	3,34	C.V
3	DUR	226,34	1,51	3,34	C.V
4	DUR	183,78	1,23	3,34	C.V

- **Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

- D'après **CBA 93** : $St = \dfrac{0.8\,fe\ At}{b_0(\tau u - 0.3f_{tj}.k)}$

Tableau V.36: Calcul des armatures transversales :

poutre 30x50											
NIV	calcul						vérification				Ferraillage
							CBA		RPA		
	At (cm²)	Tu(kn)	SIT	T(Mpa)	St (cm)	St	St (cm)	$\frac{A_t f_r}{b_0 S_t} \geq 0.4\ Mpa$	St (cm)	At (cm2)	A choix
RDC	3.015	270,5	ACC	1,918	9,78	8	40	1.48	14,4	1,32	**8φ8**
1	3.015	243,89	ACC	1,730	11,45	8	40	1.48	14,4	1,32	**8φ8**
2	3.015	229,49	DUR	1,628	12,63	8	40	1.48	14,4	1,32	**8φ8**
3	3.015	226,44	DUR	1,606	12,91	8	40	1.48	14,4	1,32	**8φ8**
4	3.015	183,81	DUR	1,304	18,70	8	40	1.48	14,4	1,32	**8φ8**

-4 - poutre 30x50 inclinées :

Comme ci cette poutre est inclinées elle sera calculées en flexion compose.

A- Etapes de calcul du ferraillage

A-1- Ferraillage longitudinale

Le ferraillage se fera en conformité avec ***CBA93***, où dans l'article ***A.4.3.5*** nous donne un organigramme de calcul qui pourra déterminer à quel sollicitation notre élément travail, dont en flexion composé.

- On dit qu'on a une section entièrement tendue si l'effort normal est de traction et le centre de Pression est situé entre les armatures supérieures et inférieures pour les autres cas

  On a :

- Pour la détermination du ferraillage dans chaque cas de section ci-dessus, en suit l'organigramme ci après :

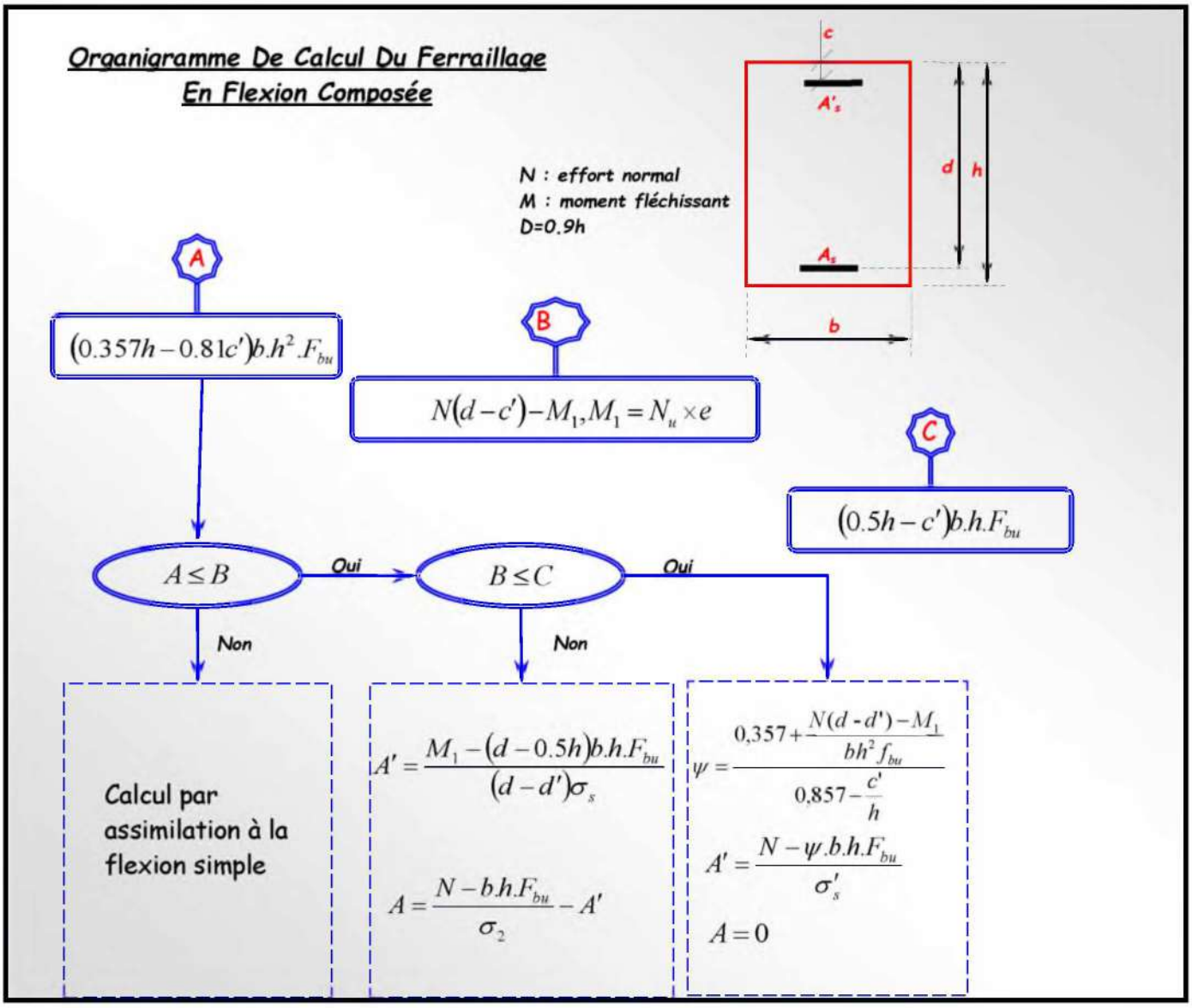


Fig. V.3 : Organigramme1

- Dans cet étude on donnera une seul type des poutres qui est soumise a la sollicitation max, en tenant le $N_{max} et\ le\ M_{correspendant}$ puis le contraire et la troisième possibilité$N_{min} et le M_{correspendant}$.

- **Les sollicitations :**

Tableau V.37 :Sollicitation de poutre incliné 30x50 :

Sollicitation de poutre incliné 30x50								
	niveau	Situation	Max	Mucor	Max	Corr.	N min	Mucor
poutre de rive	RDC	DUR	-583,1	-18,12	14,08	-119,22	-1195,22	14,08
		ELS	-721,9	-12,17	10,41	-725,25	-725,25	10,41
		ACC	-230,41	-32,48	11,16	-905,48	-905,48	11,16
	MG, MQ		-5,65	-6,53	13,05	-7,24	13,05	7,24
	étage 1	DUR	-394,66	36,14	36,14	-394,66	-852,16	-24,74
		ELS	-503,18	23,27	23,27	-503,18	-507,46	-18,1
		ACC	82,32	30,81	30,81	82,32	-875,78	-23,33
	MG, MQ		14,6	15,44	14,16	15,44	-21,27	3,17
POUTRE INT	RDC	DUR	-599,43	-36,31	52,07	-562,89	-1495,11	-82,16
		ELS	-697,83	-25,48	37,75	-709,67	-947,62	58,94
		ACC	-190,36	-99,54	42,9	-195,64	-1150,51	-64,04
	MG, MQ		-25,49	0,02	36,38	1,85	-72,14	-7,54
	étage 1	DUR	-291,44	-51,85	100,71	-676,25	-1090,97	-202,36
		ELS	-396,27	-36,7	72,63	-720,08	-732,03	-144,07
		ACC	167,28	-111,1	97,7	-980,69	-997,59	-164,72
	MG, MQ		-33,45	-3,25	57,44	28,05	-121,57	-22,5

- **Récapitulation des sollicitations :**

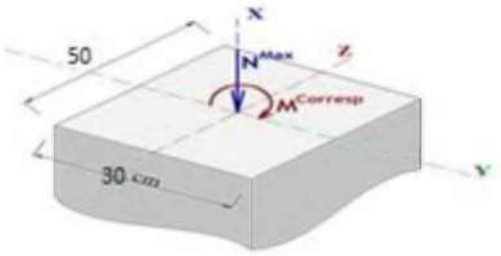
Tableau V.38 : Récapitulation des sollicitations de poutre inclinées 30x50 :

niveau	situation	N.max (kN.m)	Mu.cor (kN.m)	Max (kN.m)	Corr. (kN.m)	N min (kN.m)	Mucor (kN.m)
RDC -PDR-	ACC	-230,41	-32,48	**14,08**	**-119,22**	-1195,22	14,08
ETAGE 1 –PDR-	ACC	82,32	30,81	36,14	-394,66	-875,78	-23,33
RDC -PI-	ACC	-190,36	-99,54	52,07	-562,89	-1495,11	-82,16
ETAGE 1-PI-	ACC	167,28	-111,1	100,71	-676,25	-1090,97	-202,36

- **poutre de rive au niveau de RDC :**

A/ Poutre soumis à N_{max} et le $M_{correspendant}$

$$\begin{cases} N_{max} & = 230{,}41\ KN \\ M_{correspendant} & = 32{,}48 KN.m \end{cases}$$



- ***Calcul des excentricités***

Celle-ci est calculée comme suit :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{32{,}48}{230{,}41} = 0.14\ m$$

$$e_a = Max\left\{2\ cm; \frac{L}{250}\right\} = 2\ cm$$

$$Max\left\{2cm;\frac{530}{250}\right\}=2.12\ cm$$

Répartition des contraintes dans la section :

Pour ce faire on procède tel qu'il est schématisé dans l'organigramme N°2 :

- A= (0.357 h-0.81c') b h^2 σ_b = (0.357*0.5-0.81*0.03)*0.3 *0.5^2*14.20=**0.164**
- B= N (d-c') - M_1 avec M_1=N*e

B= $230{,}41*10^{-3}$ *(0.47-0.03) – $(230{,}41*10^{-3}*0.161)$=**0.064**

On a A<B donc section entièrement comprime

- C = (0.5h-c') b h σ_b = (0.5*0.5 – 0.03)*0.3*0.5*14.20 =**0.46**

  On a C< B :

$$\psi=\frac{0{,}357+\frac{N(d-d')-M_1}{bh^2f_{bu}}}{0{,}857-\frac{c'}{h}}=0.523$$

$$A=0\ cm^2$$

$$A'=\frac{N-\psi\,b.h.F_{bu}}{\sigma'_s}=-25.43cm^2$$

Donc on a une section entièrement comprimée, ELU non atteint donc :

Le ferraillage qui est d'une part suffisant pour la sollicitation auquel le poteau est soumis ne remplis pas de l'autre part les exigences du RPA99v2003, alors dans ce cas de figure on doit ferrailler avec le minimum qui est donné dans le tableau V.1 au-dessus.

As=0.5*0.3*0.5=7.5 cm².

B/ Poutre soumis *à* M_{max} *et* $N_{corresp}$

$$\begin{cases}M_{max}=14.08\ KN.m\\N_{corresp}=-119.22\ KN\end{cases}$$

- **Calcul des excentricités**

Celle-ci est calculée comme suit :

$$e_0=\frac{14.08}{119.22}=0.118m$$

$$e_a=Max\left\{2cm;\frac{530}{250}\right\}=2.12\ cm$$

- **Répartition des contraintes dans la section**

Pour ce faire on procède tel qu'il est schématisé dans l'organigramme N°2 :

- A= (0.357 h-0.81c') b h^2 σ_b = (0.357*0.50-0.81*0.03)*0.3 *0.5^2*14.20=**0.164**

- B= N (d-c') - M_1 avec M1=N*e

$$B= 119.22 * 10^{-3} *(0.47-0.03) - (119.22 * 10^{-3} * 0.139)=\mathbf{0.035}$$

On a A<B donc section entièrement comprime

- C = (0.5h-c') b h σ_b = (0.5*0.5 – 0.03)*0.3*0.5*14.20 =**0.47**

On a C > B :

$$\psi = \frac{0{,}357+\frac{N(d-d')-M_1}{bh^2 f_{bu}}}{0{,}857-\frac{c'}{h}} = 0.196$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{N-\psi.b.h.F_{bu}}{\sigma'_s} = -8.57 cm^2$$

Le ferraillage qui est d'une part suffisant pour la sollicitation auquel le poteau est soumis ne remplis pas de l'autre part les exigences du RPA99v2003,

As=0.5*0.3*0.5=7.5 cm².

C / Poteau soumis à N_{min} et$M_{correspendant}$

$$\begin{cases} N_{min} = -1195.22\, KN \\ M_{correspendant} = 14.08\, KN.m \end{cases}$$

- **Calcul des excentricités**

Celle-ci est calculée comme suit : $e_0 = \frac{14.08}{1195.22} = 0.011\, m$

$$e_a = Max\left\{2cm; \frac{530}{250}\right\} = 2.12\, cm$$

- **Répartition des contraintes dans la section**

Pour ce faire on procède tel qu'il est schématisé dans l'organigramme N°2 :

Pour ce faire on procède tel qu'il est schématisé dans l'organigramme N°2 :

- A= (0.357 h-0.81c') b h^2 σ_b = (0.357*0.5-0.81*0.03)*0.3 *0.5^2*14.20=**0.164**
- B= N (d-c') - M_1 avec M1=N*e

$$B= 1195.22 * 10^{-3} *(0.47-0.03) - (1195.22 * 10^{-3} * 0.0322)=\mathbf{0.48}$$

On a : A<B donc section entièrement comprime

- C = (0.5h-c') b h σ_b = (0.5*0.5 – 0.03)*0.3*0.5*14.20 =**0.47**

On a C< B :

$$A' = \frac{M_1 - (d - 0.5h)b.h.F_{bu}}{(d - d')\sigma_2} = \frac{(1195.22*10^{-3}*0.0213) - (0.47 - 0.5*0.5)*0.3*0.5*14.20}{(0.47 - 0.03)*348} = -26.16cm^2$$

$$A = \frac{N - b.h\,F_{bu}}{\sigma_2} - A' = \frac{1195.22*10^{-3} - 0.3*0.5*14.20}{348} + 26.16 = -0.70cm^2$$

Le ferraillage qui est d'une part suffisant pour la sollicitation auquel la poutre est soumis ne remplis pas avec les exigences du RPA99v2003, **As=0.5x0.x0.5=7.5 cm².**

Pour les autre cas on doit résume les calculs dans le tableau suivants :

Tableau -V-39 : calcul de ferraillage de la poutre inclinée :

P.D.R		N (kn)	M (kN.m)	e(m)	MG (kN. M²)	A	B		A '(cm²)	A (cm²)	A_{min} (kn)
S/SOL	cas 1	-230,41	-32,48	0,161	-37,088	0,164	-0,064	SPC	0,00	1,944	7.5
	cas 2	-119,22	14,08	0,138	-16,464	0,164	-0,036	SPC	0,00	0,868	7.5
	cas 3	-1195,22	14,08	0,032	-37,984	0,164	-0,488	SPC	0,00	1,981	7.5
RDC	cas 1	82,32	30,81	0,394	32,456	0,164	0,004	SPC	0,00	-1,750	7.5
	cas 2	-562,89	36,14	0,084	-47,398	0,164	-0,200	SPC	0,00	2,461	7.5
	cas 3	-1495,11	-23,33	0,036	-53,232	0,164	-0,605	SPC	0,00	2,896	7.5
P.I		N (kn)	M (kN.m)	e(m)	MG (kN. M²)	A	B		A '(cm²)	A (cm²)	A_{min} (kn)
S/SOL	cas 1	-190,36	-99,54	0,543	-103,347	0,164	0,020	SPC	0,00	5,283	7.5
	cas 2	-562,89	52,07	0,113	-63,328	0,164	-0,184	SPC	0,00	3,262	7.5
	cas 3	-1495,11	-82,16	0,075	-112,062	0,164	-0,546	SPC	0,00	5,643	7.5
RDC	cas 1	167,28	-111,1	0,684	114,446	0,164	-0,041	SPC	0,00	-6,402	7.5
	cas 2	-676,25	100,71	0,169	-114,235	0,164	-0,183	SPC	0,00	5,746	7.5
	cas 3	-1090,97	-109,24	0,120	-131,059	0,164	-0,349	SPC	0,00	-6,544	7.5

Pour tous les as de poutre on adopt la section min de RPA version 2003

On choisit 8T12 de section As=10.17 cm²

Tableau V-40 : vérification de l'effort normal a L'ELS :

	niveau	Ms (travée)	As (cm²)	σb(Mpa)	σs(Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)
PDR	RDC	10,41	10.17	1,01	27,77	15	202
	1	23,27	10.17	2,26	62,07	15	202
PI	RDC	37,75	10.17	3,66	-	15	-
	1	72,63	10.17	7,04	-	15	-

PDR : poutre de rive

PI : poutre intermédiaire.

- **Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]**

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

Tableau V-41 : vérification de l'effort normal a L'ELS :

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τs (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau s \leq \overline{\tau}_u$
intermédiaire	Etages	74,44	G+Q+EY	0,53	4,34	C.V
	RDC	48,31	G+Q+EY	0,34	3,24	C.V
rive	Etages	74,74	G+Q+EY	0,53	3,26	C.V
	RDC	48,46	G+Q+EY	0,34	3,26	C.V

- **Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

- D'après **CBA 93** : $$St = \frac{0.8\, fe\ \ At}{b_0 (\tau u - 0.3 f_{tj} . k)}$$

Tableau V.42 : Calcul des armatures transversales :

poutre 30*50							
ETAGE	calcul		vérification				ferraillage
			CBA		**RPA**		
	At (cm^2)	St (cm)	St (cm)	$\frac{A_t f_r}{b_0 S_t} \geq 0.4\ Mpa$	St (cm)	At (cm2)	A choix
RDC	2.01	12	40	1.96	12,5	1,32	**6φ8**
1	2.01	12	40	1.96	12,5	1,32	**6φ8**

V.2 : Ferraillage des poteaux :

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Donc le ferraillage de celui-ci est fait pour les cas les plus défavorables des combinaisons suivantes :

- Effort normal max et le moment correspondant.
- Effort normal min et le moment correspondant.
- Moment fléchissant max et l'effort normal (compression, traction) correspondant.

V.2.2 Recommandation des règlements

A/ Recommandation du Règlement Parasismique Algérien (99.v2003)

- **Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales et suivant l'article ***7.4.2*** doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- leur pourcentage minimal sera de :
  - 0.7% en zone I
    - ***Poteau 30x70 : As_{min} =14.70 cm²***
    - ***Poteau 45x70 : As_{min} =22.05 cm²***
    - ***Poteau 50x140 : As_{min} =49.00 cm²***
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 3% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement :
  - 50ϕ en zone I_b.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - 25 cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

A partir des résultats obtenu dans le chapitre précédant on est dans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et ce conformément au**RPA version 2003 Art.3.4.A.2**

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.
- Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : **R= 3.5**

Donc les poteau ne reprennent pas les efforts tranchants donc seront calcul en compression simple.

D'après l'article **B 8.2.1.0.** Un poteau est réputé soumis à une compression centrée" s'il n'est sollicité en plus de l'effort normal de compression que par des moments dont l'existence n'est pas prise en compte dans la justification de la stabilité et de la résistance des éléments qui lui sont liés et qui ne conduisent par ailleurs qu'à de petites excentricités de la force extérieure, c'est à dire n'excédant pas l'ordre de grandeur de la moitié de la dimension du noyau central.

Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison d'actions à considérer est :

$$1{,}35\ G + 1{,}5\ Q$$

V.1.3.1 Ferraillage longitudinale

1)- Définition

Une pièce en béton armé est soumise à la compression simple lorsque les forces agissants sur une section droite se réduisent à un effort normal N de compression appliqué au centre de gravité de la section.

2)- Effort normal résistant

Une section en béton armé d'aire B contenant une section d'acier A résiste théoriquement à un effort normal ultime :

$$\mathbf{N = B\, f_b + As\ (2‰)}$$

3)- Poteaux soumis à une compression centrée

Pratiquement, les charges transmises aux poteaux ne sont jamais parfaitement centrées (imperfections d'exécution, moments transmis par les poutres, dissymétrie de chargement etc.⋯)

Réglementairement (Art. B.8.4), un poteau est réputé soumis à une "compression centrée" si

- l'excentricité de l'effort normal est faible (inférieure à la moitié de la dimension du noyau central).
- l'imperfection géométrique du poteau est estimée au plus égale à max (1cm, ℓo/500) avec ℓo= la longueur libre du poteau.
- l'élancement mécanique "λ" du poteau est inférieur ou égal à 70.

- Poteau d'un bâtiment courant :

Pour les bâtiments à étages contreventés par des pans verticaux (murs, voile, cage d'escaliers etc.…) avec continuité des poteaux et de leur section, la longueur de flambement "ℓf" est prise égale à :

- 0.7ℓo si le poteau est à ses extrémités :
  - soit encastré dans un massif de fondation
  - soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré et le traversant de part en part.

- ℓo dans les autres cas

ℓo = longueur libre du poteau

La longueur libre d'un poteau de bâtiment (Art. B8.3,1) est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher

Evaluation forfaitaire de l'effort normal résistant

• L'étude du flambement suivant les prescriptions de l'article A4.4 du BAEL étant compliquée, on a été amené, dans le cas des poteaux soumis à une "compression centrée", à considérer des règles forfaitaires simples.

• L'effort normal résistant ultime (ou force portante) du poteau est obtenu par correction de la formule théorique comme suit (Art. B8.4) :

a- Calcul des armatures longitudinales

-1 a l'ELU de résistance :

$$A = \frac{N_u - \sigma_{bc} B}{\sigma_s}.$$

-1 a l'ELU de stabilité de forme :

$$A = \frac{\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b}}{\sigma_s}.$$

Avec B : Section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul

Br. : Section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur tout son périphérique

α : coefficient

Pour $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$

Pour $50 \leq \lambda \leq 70$: $\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$, $i = \frac{\sqrt{b}}{12}$ (Section rectangulaire)

i= max (i_{xx}, y_i) dans le cas ou bah

Nu : l'effort normal ultime pondéré, qu'on déduit après descente de charge.

- γb : Coefficient de sécurité du béton tel que:
  - γb = 1, 5 Situation durable ou transitoire.
  - γb =1, 15 Situation accidentelle.
- γs: Coefficient de sécurité de l'acier tel que:

- $\gamma s = 1, 15$ Situation durable ou transitoire.
- $\gamma s = 1, 0$ Situation accidentelle.

b- Vérification a l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15A}.$$

$$\sigma_s = 15\sigma_b$$

On calcule les poteaux en tenant compte des règlements en vigueur sous situations durable :

situation durable :

Béton : $\gamma b = 1,5$; $b\,\sigma = 25$ Mpa ; $\sigma b = 14,2$Mpa.

Acier:$\gamma s = 1, 15$; FeE 400; $\sigma S = 348$ Mpa.

c- Sections extrêmes :

- **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \ \text{B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

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

- **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]:**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

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

$0{,}8\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$: En zone courante

$0{,}8\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

V.3.2.Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τs par CBA93 :

La contrainte tangentielle τ_s dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93 :**

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow situationdurable\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow situationaccidentalle\end{cases}$$

- **Selon le RPA99 version 2003 :►► [Art 7.4.3.2]◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec :

λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de coté "a" l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3]◄◄:**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$ Dans le cas de la flexion composéeK $= 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- $\frac{A_t*f_{et}}{b_0*S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :►► [Art 7.4.2.2]◄◄ :**

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec:

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant a_g l'élancement géométrique du poteau
- $a_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } ag \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale : $St \leq$ Min $(10\phi_l, 15$ cm) en zone I
  - Dans la zone courante : $St \leq 15\ \phi_l$ en zone I
- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b)en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } a_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } a_g \leq 3. \end{cases}$$

Dans notre cas les poteaux ne reprend pas de l'effort tranchant ; pour les armatures transversales on adopt la section minimal de RPA version 2003.

a- Calcul de ferraillage :

- **Poteau de rive 30*70 :**

Tableau : V-43 : caractéristique des poteaux de rive :

niveau	L(m)	λ	Nu (kn)	A_{re} (mm)	A_{st} (mm)	$A_{min\text{-}RPA}$(cm²)	A choix	A (cm²)
RDC	5,27	18,26	1874,444	-2768,8900	-9258,07584	14,7	**14T12**	15.82
1	5,27	18,26	1671,84	-3275,4000	-9258,70416	14,7	**14T12**	15.82
2	6,12	21,20	1253,81	-4320,4750	-9259,93061	14,7	**14T12**	15.82
3	4,25	14,72	768,81	-5532,9750	-9261,54766	14,7	**14T12**	15.82
4	4,25	14,72	346,46	-6588,8500	-9262,83383	14,7	**14T12**	15.82

- A_{re}: **1 a l'ELU de résistance :**

$$A = \frac{N_u - \sigma_{bc} B}{\sigma_s}.$$

- A_{sti}: **1 a l'ELU de stabilité de forme :**

$$A = \frac{\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b}}{\sigma_s}.$$

Tableau : V-44 :vérification des contraintes normale à l'ELS :

niveau	N_{ser}(kn)	σb(Mpa)	σs(Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)	$\sigma_{s.adm}$(Mpa)
RDC	1500,25	6,47	96,98	15	202
1	1194,82	5,15	77,23	15	202
2	897,88	3,87	58,04	15	202
3	535,73	2,31	34,63	15	202
4	245,55	1,06	15,87	15	202

Détermination des armatures transversales :

On a motionner avant que les poteaux ne reprend pas les 'effort tranchants donc leur ferraillage aves les armatures transversale se fera avec la quantité minimal de RPA version 2003 selon l'article **7.4.2.2.**

On détermine la quantité des armatures transversales pour le poteau de RDC de h=3.4 m et résume les autres cas dans un tableau après.

- $A_t = n_t.a_t = 8\phi 8 = 4.04\ cm^2$
- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

  - Dans la zone nodale : $St \leq$ Min $(10\phi_l, 15\ cm)$ en zone I

- Dans la zone courante : $St \leq 15\ \phi_l$ en zone I

Pour notre poteau de section 30*70 on adopt un espacement de :
Notre poteau de section 45*70 on adopt un espacement de :

S_t=15 cm zone nodale

St=10 cm zone courante

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b)en % est donnée comme suit :

Tableau V-45 : Vérification de ferraillage avec la recommandation de RPA version 2003 et de CBA 1991.

ETAGE	Calcul				vérification					Ferraillage
					CBA		RPA			
	Al (cm²)	$\frac{A_l}{bh}$	At	St adopt	St (cm)	$\frac{A_t f_{et}}{bS_t} \geq 0.4$	St (cm)	At /b St		A choix
RDC+ étages	15,82	0,8%	4,04	12	40	2,6	14,4	0,6%	ok	8φ8

- **Poteau intermédiaire 45*70 :**

Tableau : V-46 : caractéristique des poteaux :

niveau	L(m)	N_u (kn)	A_{re} (mm)	A_{st} (mm)	A_{min} (cm²)	A choix	A (cm²)
S/S	5,27	4730,93	644,8250	-14040,8839	22,05	12T16	24.12
RDC	5,27	3713,85	-1897,8750	-14044,0381	22,05	12T16	24.12
1	6,12	2633,24	-4599,4000	-14047,2424	22,05	12T16	24.12
2	4,25	1684,39	-6971,5250	-14050,4262	22,05	12T16	24.12
3	4,25	768,16	-9262,1000	-14053,2163	22,05	12T16	24.12

Vérification de contrainte normale à l'ELS :

Tableau : V-47 : de contrainte normale à l'ELS :

niveau	N_{ser} (kn)	σ_b(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ Mpa)	$\sigma_{s.adm}$(Mpa)
S/S	3399,69	9,77	146,51	15	202
RDC	2667,28	7,66	114,94	15	202
1	1893,74	5,44	81,61	15	202
2	1215,07	3,49	52,36	15	202
3	560,4	1,61	24,15	15	202

- **Détermination des armatures transversales:**

On a motionner avant que les poteaux ne reprend pas les 'effort tranchants donc leur ferraillage aves les armatures transversale se fera avec la quantité minimal de RPA version 2003 selon l'article **7.4.2.2.**

On détermine la quantité des armatures transversales pour le poteau de RDC de h=3.4 m et résume les autres cas dans un tableau après.

- $A_t = n_t.a_t = 8\phi8 = 4.04\ cm^2$
- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq$ Min $(10\phi_l, 15\ cm)$ en zone I
  - Dans la zone courante: $St \leq 15\ \phi_l$ en zone I

Pour notre poteau de section 45*70 on adopt un espacement de :

S_t=15 cm zone nodale.

St=10 cm zone courante.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b)en % est donnée comme suit :

- At/ (S_t*b) =1.1%>0.3% Car λ_g=7.93

Tableau –V-48 : Vérification de ferraillage avec la recommandation de RPA version 2003 et de CBA 1991.

ETAGE	Calcul				vérification					Ferraillage
					CBA		RAP			
	Al (cm²)	$\frac{A_l}{bh}$	A_t	St adopt	St (cm)	$\frac{A_t f_{et}}{bS_t} \geq 0.4$	St (cm)	A_t /b St>0.3%		A choix
RDC+ étages	15,82	0,8%	4,01	16	40	2,6	25	0,4%	ok	**8φ8**

- **Poteau intermédiaire 50*150 :**

Tableau : V-49 : caractéristique des poteaux :

niveau	L(m)	λ	Nu (kn)	A_{re} (mm)	A_{sti}(mm)	A_{min} (cm²)	A choix	A (cm²)
S/S	3,4	5,89	11080,5	2851,25	-31499,63	47,25	**16T20**	50.24
RDC	5,27	9,13	9311,65	-1570,88	-31504,65	47,25	**16T20**	50.24
1	4,25	7,36	5235	-11762,50	-31516,87	47,25	**16T20**	50.24
2	4,25	7,36	3392,12	-16369,70	-31522,34	47,25	**16T20**	50.24
3	4,25	7,36	1565	-20937,50	-31527,76	47,25	**16T20**	50.24

Vérification de contrainte normale à l'ELS :

Tableau : V-50 : de contrainte normale à l'ELS

niveau	N_{ser} (kn)	(MPa)	σs(MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ Mpa)	$\sigma_{s.adm}$(Mpa)
S/S	3399,69	4,40	65,93	15	202
RDC	2667,28	3,45	51,72	15	202
1	1893,74	2,45	36,72	15	202
2	1215,07	1,57	23,56	15	202
3	560,4	0,72	10,87	15	202

Détermination des armatures transversales :

On a motionner avant que les poteaux ne reprend pas les 'effort tranchants donc leur ferraillage aves les armatures transversale se fera avec la quantité minimal de RPA version 2003 selon l'article **7.4.2.2.**

On détermine la quantité des armatures transversales pour le poteau de RDC de h=3.4 m et résume les autres cas dans un tableau après.

- $A_t = n_t.a_t = 8\phi8 = 4.04\ cm^2$
- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale : $St \leq$ Min $(10\phi_l, 15\ cm)$ en zone I
  - Dans la zone courante : $St \leq 15\ \phi_l$ en zone I

Pour notre poteau de section 50*140 on adopt un espacement de :

S_t=15 cm zone nodale
St=10 cm zone courante

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b)en % est donnée comme suit :

- At/ (S_t*b) =1.1%>0.3% Car λ_g=7.93

Tableau -V-51 : Vérification de ferraillage avec la recommandation de RPA version 2003 et de CBA 1991.

ETAGE	Calcul				vérification					Ferraillage
					CBA		RPA			
	Al (cm²)	$\frac{A_l}{bh}$	At	St adopt	St (cm)	$\frac{A_t f_{et}}{bS_t} \geq 0.4$	St (cm)	At /b St>0.3%		A choix
RDC+ étages	15,82	0,8%	4,01	22	40	2,6	25	0,4%	ok	**8φ8**

V.3.Ferraillage des voiles :

V.3.1.Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

A. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A.1.1.Aciers verticaux : [1][Art 7.7.4.1]

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

A.1.2.Aciers horizontaux : [1][Art 7.7.4.2]

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes : [1][Art 7.7.4.3]**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 30cm$$
$$S \leq 1,5.e$$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.1.3.Armatures transversales : CBA93

Elles sontperpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

B. Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseurs suivantes :

- e=25 cm.

- **Méthode de calcul : [6]**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

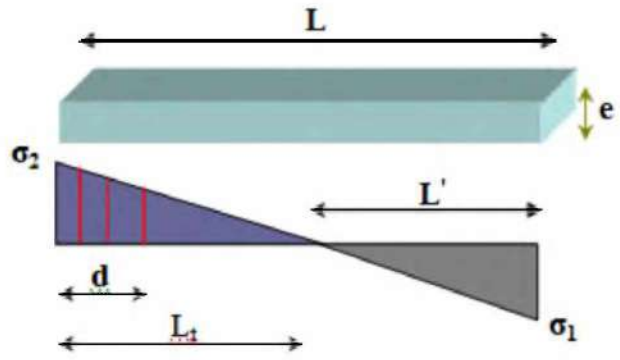
Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$;$\frac{I}{v'}$: , Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$



N : l'effort normal.

Figure V-4 : distribution des contraintes dans les voiles

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1- Section entièrement tendue (**SET**) :σ_1 et $\sigma_2 < 0$

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] \times e \times L$$

2- Section entièrement comprimée (**SEC**): σ_1 et $\sigma_2 > 0$

$$A_{S\min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : σ_1 et σ_2 de signes opposées.

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

C. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $O_{ta} \leq O_{vp}$.

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1]Art 7.7.4.3**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

- d : hauteur utile d=0.9h
- h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$ Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

D. Ferraillage horizontal :

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : $At=2.at=2.\pi\phi_t^2/4=1.00cm^2$, $\phi l=8$ mm.

L'espacement St des aciers horizontaux :$S_t \leq \frac{0.9*A_t*f_{et}}{\gamma_s \times a \times (\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$

- $K=1+3(\sigma_{cm}/ C_{fj})$ en flexion composée avec compression.
- $K=1-10(_{\sigma Tm}/ _{Cfj})$ en flexion composée avec traction.
- $\sigma_{cm}=N_{CR}/B$, $\sigma_{Tm}=N_t/B$ (N_{CR}: effort normal de compression, N: effort normal de traction

  B=L*a : section totale du béton et C_{fj} : contrainte de traction du béton.)

  Et on doit vérifier que :

  $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm] (2)

$St \leq$ min (1,5a, 30cm) **Art 7.7.4.3**

Dans ce projet on a le même type de voiles sauf on a la déférence d'hauteurs d'étage comme il 'est illustre dans le tableau suivant :

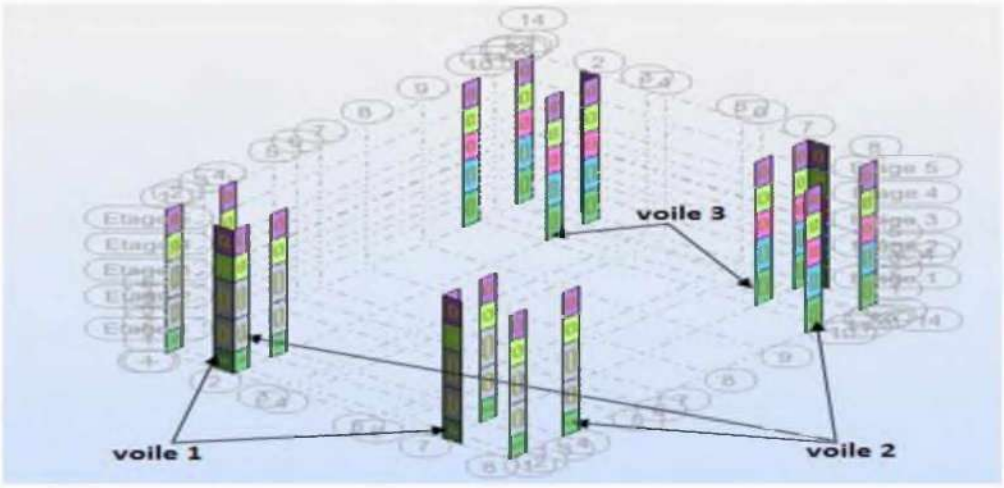


Figure V -5 : disposition des voiles

Remarque :

Le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment. On doit faire le ferraillage pour une seule nappe.

A - Calcul de ferraillage du 1ier voiles : ce type de voiles est de dimension l=2 m ; et de épaisseur de 25 cm ce trouve dans la direction X comme il 'est illustrer dans la figure prédicants.

Tableau V-52 : calcul de ferraillage vertical des voiles 1.

		l=2 m			e=25 cm						
Voile 1	étage	H(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2(Mpa)	nature	L_t (m)	F (kn)	A/ml (cm²)	A=A' (cm²)	A choix	A (cm²)
	RDC	3.4	2,85	-3,86	SPC	1,151	965	24,13	12,06	**11T12**	**12.43**
		5.27	2,26	-2,23	SPC	0,993	557,5	13,94	6,97	**11T12**	**12.43**
	1	5.27	2,91	-2,89	SPC	0,997	722,5	18,06	9,03	**11T12**	**12.43**
	2	4.25	1,64	-2,27	SPC	1,161	567,5	14,19	7,09	**11T12**	**12.43**
		6.12	2,24	-2,09	SPC	0,965	522,5	13,06	6,53	**11T12**	**12.43**
	3	4.25	1,64	-1,31	SPC	0,888	327,5	8,19	4,09	**11T12**	**12.43**
	4	4.25	1,26	-0,95	SPC	0,860	237,5	5,94	2,97	**11T12**	**12.43**

Tableau V-53 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :

A_{adopt} (cm²)	0.2% B_t	A_{min} CBA (cm2)	A_{min} RPA (cm2)		S_t d'about (cm)	St courante (cm)
12.43	10	5	7,5	CV	12	24
12.43	10	5	7,5	CV	12	24
12.43	10	5	7,5	CV	12	24
12.43	10	5	7,5	CV	12	24
12.43	10	5	7,5	CV	12	24
12.43	10	5	7,5	CV	12	24
12.43	10	5	7,5	CV	12	24

Vérification des voiles à l'effort tranchant :

Tableau V-54 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T (kn)	τ (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (Mpa)	
RDC	3,4	2	0,25	1274,92	2,333	5	CV
	5,27	2	0,25	1210,92	1,430	5	CV
1	5,27	2	0,25	2377,74	2,807	5	CV
2	4,25	2	0,25	1261,54	1,847	5	CV
	6,12	2	0,25	1313,54	1,335	5	CV
3	4,25	2	0,25	745,52	1,091	5	CV
4	4,25	2	0,25	651,76	0,954	5	CV

- **Calcul de l'espacement de ferraillage horizontal :**

Tableau V-55 : calculde l'espacement de ferraillage horizontal:

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T(kn)	N (kn)	k	S_t (cm)	$S_{t\,adopt}$(cm)	S_{tCBA} (cm)	$S_{t\,RPA}$ (cm)
RDC	3,4	2	0,25	1274,92	1929,68	-0,020	36,07	25	40	30
	5,27	2	0,25	1210,92	1138,8	0,031	60,00	25	40	30
1	5,27	2	0,25	2377,74	1455,06	-0,902	25,06	25	40	30
2	4,25	2	0,25	1261,54	1065,24	-0,009	45,66	25	40	30
	6,12	2	0,25	1313,54	1119,64	-0,051	61,86	25	40	30
3	4,25	2	0,25	745,52	810,46	0,404	101,05	25	40	30
4	4,25	2	0,25	651,76	627,8	0,479	129,62	25	40	30

B- **Calcul de ferraillage du 2eme voile** : ce type de voiles est de dimension l=2 m ; et de épaisseur de 25 cm ce trouve dans la direction Y (voile extrêmeliée avec un poteau de section (30x70)) comme il 'est motionner dans la figure prédicants.

- **Calcul de ferraillage vertical :**

Tableau V-56 : calcul de ferraillage vertical des voiles 2.

				L =2 m		e=25 cm					
Voile 2	étage	H(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2(Mpa)	nature	L_t (m)	F (kn)	A/ml (cm²)	A=A' (cm²)	A choix	A (cm²)
	RDC	3.4	1,5	-3,84	SPC	1,438	960	24,00	12,00	**13T16**	**26.13**
		5.27	0,81	-3,74	SPC	1,644	935	23,38	11,69	**13T16**	**26.13**
	1	5.27	4,92	-8,25	SPC	1,253	2062,5	51,56	25,78	**13T16**	**26.13**
	2	4.25	3,55	-5,13	SPC	1,182	1282,5	32,06	16,03	**13T14**	**19.89**
		6.12	5,2	-2,35	SPC	0,623	587,5	14,69	7,34	**13T12**	**14.69**
	3	4.25	2,14	-4,59	SPC	1,364	1147,5	28,69	14,34	**13T12**	**14.69**
	4	4.25	1,45	-3,84	SPC	1,452	960	24,00	12,00	**13T12**	**14.69**

Tableau V-57 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :

A_{adopt} (cm²)	0.2% B_t	A_{min} CBA (cm2)	A_{min} RPA (cm2)		S_t d'about (cm)	St courante (cm)
26.13	10	5	7,5	CV	9	20
26.13	10	5	7,5	CV	9	20
26.13	10	5	7,5	CV	9	20
19.89	10	5	7,5	CV	9	20
14.69	10	5	7,5	CV	9	20

14.69	10	5	7,5	CV	9	20
14.69	10	5	7,5	CV	9	20

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

Tableau V-58 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T (kn)	τ (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (Mpa)	
RDC	3,4	2	0,25	2700,12	4,941	5	CV
	5,27	2	0,25	3161,34	3,733	5	CV
1	5,27	2	0,25	3075,95	3,632	5	CV
2	4,25	2	0,25	3312,12	4,849	5	CV
	6,12	2	0,25	2519,27	2,561	5	CV
3	4,25	2	0,25	2496,88	3,656	5	CV
4	4,25	2	0,25	1956,34	2,864	5	CV

- **Calcul de l'espacement de ferraillage horizontal :**

Tableau V-59 : calcul de l'espacement de ferraillage horizontal:

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T (kn)	N (kn)	k	S_t (cm)	St adopt	S_{tCBA} (cm)	$S_{t\,RPA}$ (cm)
RDC	3,4	2	0,25	2700,12	690,56	-1,160	14,91	14	40	30
	5,27	2	0,25	3161,34	926,79	-1,529	18,02	14	40	30
1	5,27	2	0,25	3075,95	2043,15	-1,461	18,59	14	40	30
2	4,25	2	0,25	3312,12	1295,86	-1,650	14,37	14	40	30
	6,12	2	0,25	2519,27	1286,68	-1,015	26,43	14	40	30
3	4,25	2	0,25	2496,88	1147,32	-0,998	19,75	14	40	30
4	4,25	2	0,25	1956,34	969,03	-0,565	26,27	14	40	30

C- **Calcul de ferraillage du 3eme voile** : ce type de voiles est de dimension l=2 m ; et de épaisseur de 25 cm ce trouve dans la direction Y (voile intermédiaire liée avec un poteau de section (45x70)) comme il 'est motionner dans la figure prédicants.

- **Calcul de ferraillage vertical :**

Tableau V-60 : calcul de ferraillage vertical des voiles 2.

						L=2 m		e=25 cm			
Voile 2	étage	H(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2(Mpa)	nature	L_t (m)	F (kn)	A/ml (cm²)	A=A' (cm²)	A choix	A (cm²)
	RDC	3.4	5,45	-4,55	SPC	0,910	1137,5	28,44	14,22	**14T20**	**43.96**
		5.27	7,09	-10,52	SPC	1,195	2630	65,75	32,88	**14T20**	**43.96**
	1	5.27	14,94	-13,5	SPC	0,949	3375	84,38	42,19	**14T20**	**43.96**
	2	4.25	8,62	-7,98	SPC	0,961	1995	49,88	24,94	**14T16**	**28.14**
		6.12	10,28	-6,91	SPC	0,804	1727,5	43,19	21,59	**14T16**	**28.14**

	3	4.25	5,03	-4,43	SPC	0,937	1107,5	27,69	13,84	**14T12**	**15.82**
	4	4.25	3,14	-2,9	SPC	0,960	725	18,13	9,06	**14T12**	**15.82**

Tableau V-61: Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :

A_{adopt} (cm²)	0.2% B_t	A_{min} CBA (cm2)	A_{min} RPA (cm2)		S_t d'about (cm)	St courante (cm)
43.96	10	5	7,50	CV	9	18
43.96	10	5	7,50	CV	9	18
43.96	10	5	7,50	CV	9	18
28.14	10	5	7,50	CV	9	18
28.14	10	5	7,50	CV	9	18
15.82	10	5	7,50	CV	9	18
15.82	10	5	7,50	CV	9	18

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

Tableau V-62 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T (kn)	τ (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (Mpa)	
RDC	3,4	2	0,25	2654,12	4,857	5	CV
	5,27	2	0,25	3345,78	3,950	5	CV
1	5,27	2	0,25	3402,85	4,018	5	CV
2	4,25	2	0,25	3002,52	4,396	5	CV
	6,12	2	0,25	3544,85	3,604	5	CV
3	4,25	2	0,25	2005,51	2,936	5	CV
4	4,25	2	0,25	1198,65	1,755	5	CV

- **Calcul de l'espacement de ferraillage horizontal :**

Tableau V-63 : calcul de l'espacement de ferraillage horizontal:

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T (kn)	N (kn)	k	S_t (cm)	St_{adopt}	S_{tCBA} (cm)	$S_{t\,RPA}$ (cm)
RDC	3,4	2	0,25	2654,12	1376,74	1,637	22,11	16	40	30
	5,27	2	0,25	3345,78	2629,13	-1,677	16,90	16	40	30
1	5,27	2	0,25	3402,85	3736,05	1,817	29,44	16	40	30
2	4,25	2	0,25	3002,52	2154,38	1,721	25,54	16	40	30
	6,12	2	0,25	3544,85	2545,53	1,851	34,70	16	40	30
3	4,25	2	0,25	2005,51	1245,64	1,481	42,24	16	40	30
4	4,25	2	0,25	1198,65	784,44	1,288	89,65	16	40	30

Chapitre 6

Etude des fondations

VI-Etude des fondations

VI-1-Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI-2-Choix de type de fondations :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.6 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

-A cause de l'importance de projet et la charge élevés on 1ier lieux on propose un radier général donc il faut vérifier que :**(Ss/S_b>50%).**

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_s}}$$

Avec : $N = N_G + N_Q$ ($\overline{\sigma_{sol}}$= 1.5 bars).

N_{tot}= 119015, 38KN

S_{tot} = 36.6x45.40=1661.64 m²

La surface revenait a les semelles : $S_s = \frac{N_{tot}}{\sigma_{sol}}$ = 793,43 m².

S_{tot} / S_s=47.70% < 50 % donc impossible de prévoir un radier générale.

a- Semelles isolées.

VI.3.Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B

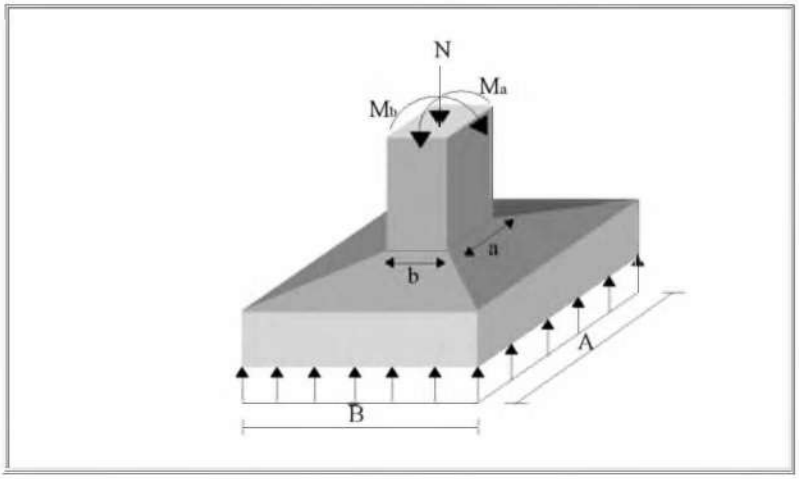


Figure VI.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

✓ **Si M=0 :**

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma S}}$$

$$\begin{cases} -\ d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} \\ -\ d_b = d_{aadp} - \frac{\phi a+\phi b}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -\ da_{adp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

✓ **Si M≠0 :**

On procèdecomme suit:

Tableau VI.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

<table>
<tr><th colspan="2">Repartition trapézoïdale</th><th colspan="2">Repartition triangulaire</th></tr>
<tr><td colspan="4">Dimensionnement des semelles</td></tr>
<tr><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \leq B/6$</td><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \geq B/6$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$ 1</td><td colspan="2">$\frac{1.995a}{b}\sigma s.B^2 - (3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma s)B - 2.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td>$\Rightarrow B \Rightarrow A$</td><td colspan="2" rowspan="2">$A=\frac{a}{b}.B$</td></tr>
<tr><td>Ma≠0</td><td>$\frac{b}{a}\sigma s.A^3 - N.B - 3.e_{0a}.N \geq 0$ 2</td></tr>
<tr><td colspan="4">Ferraillage des semelles</td></tr>
<tr><td>$e_{0b} \leq B/18$</td><td>$A_b=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{B-b}{8\ db\ \sigma s})$</td><td colspan="2">$M_{1b}=A\ (B/2-0.35b)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$
$Ab=M_{1b}/\beta.db.\sigma s$</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td>$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$</td><td>Ma=0</td><td>$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$</td></tr>
<tr><td>Ma≠0 et $e_{0a} \leq A/18$</td><td>$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/A))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$</td><td>Ma≠0</td><td>$M_{1b}=B\ (A/2-0.35a)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$
$Aa=M_{1a}/\beta.da.\sigma s$</td></tr>
</table>

L'espacement est le suivant : $Sa=\frac{B-2(e+\phi b+\frac{\phi a}{2})}{na-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\phi b}{2})}{nb-1}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

a- Calcul des semelles isolent :

Pour notre étude on a les poteaux sont sollicité a la compression simple donc on 'est dans la 1^{ier} cas on a M=0 ;

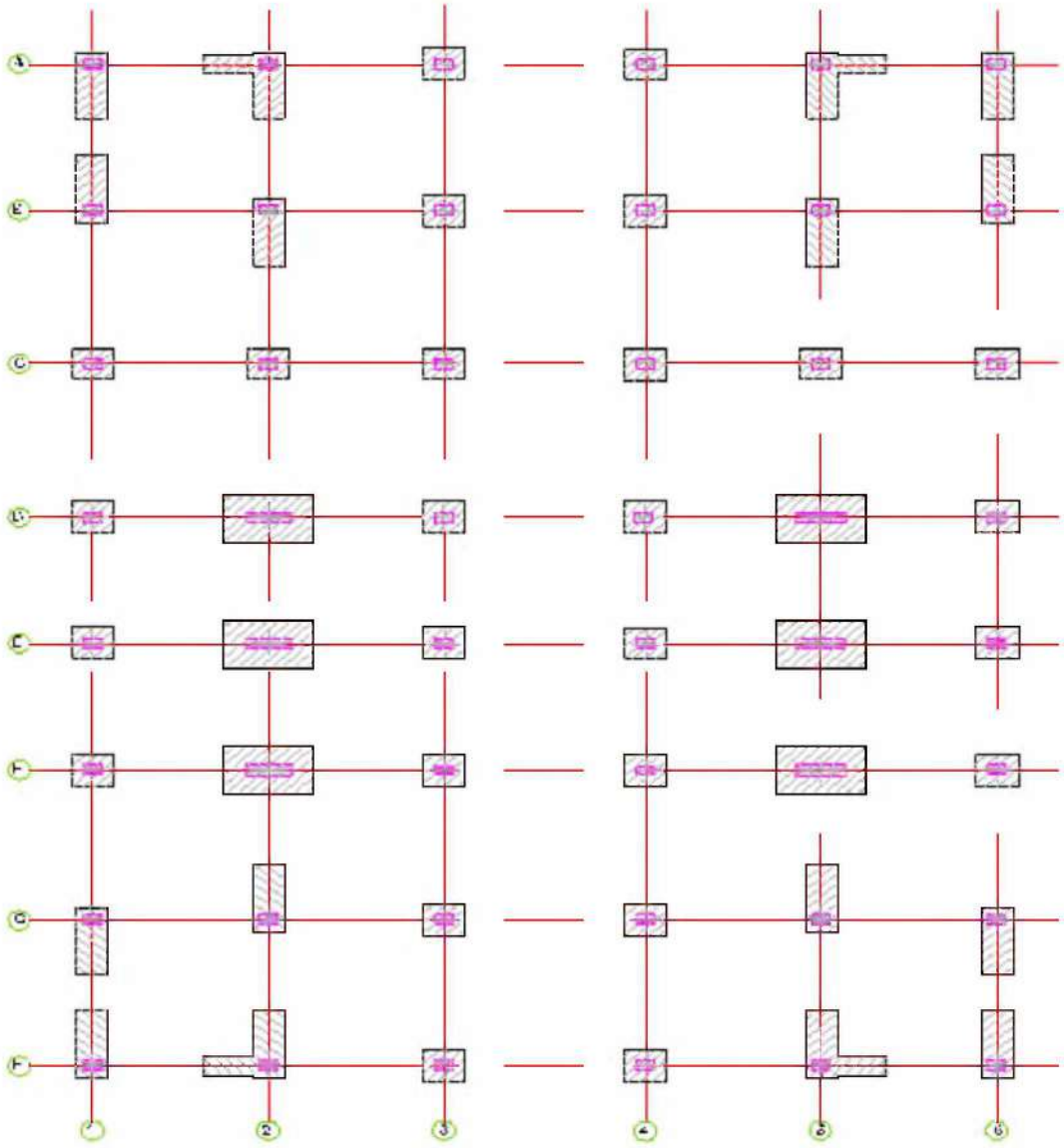


Figure VI-2 : proposition des semelles

- S.F : semelles filantes sous voiles
- SI type1 : semelle isolées sous poteau de rive de section (30x70).
- SI type2 : semelle isolées sous poteau intermédiaire de section (45x70).
- SI type3 : semelle isolées sous poteau intermédiaire de section (50x140).

On détermine les dimensions A et B pour chaque type des semelles ; et on doit vérifier le chevauchement entre les différentes semelles isolées

D'âpres l'étude géotechnique on a : $\sigma s = 1.5\,MPa$.

Tableau VI-2 : détermination de dimension des semelles type 1 :

Caractéristique de la semelle				ELS		
	semelle	N_{ELU} (kn)	N_{ELS} (kn)	A (m)	A_{adopt} (m)	B (m)
type 1	S (A-3)	2018,27	1498,22	2,07	2,1	0,9
	S (A-4)	2081,27	1498,22	2,07	2,1	0,9
	S (C-1)	1747,13	1259,92	1,90	2,0	0,9
	S (C-6)	1746,49	1259,46	1,90	2,0	0,9
	S (D-1)	1830,37	1323,43	1,94	2,0	0,9
	S (D-6)	1831,29	1324,09	1,95	2,0	0,9
	S (E-1)	1274,76	923,51	1,62	2,0	0,9
	S (E-6)	1274,79	923,53	1,62	2,0	0,9
	S (F-1)	1466,40	1058,83	1,74	2,0	0,9
	S (F-6)	1466,44	1058,85	1,74	2,0	0,9
	S (H-3)	2038,34	1467,21	2,05	2,1	0,9
	S (H-4)	2038,47	1467,30	2,05	2,1	0,9

Tableau VI-3 : détermination de dimension des semelles type 2 :

Caractéristique de la semelle				ELS		
	semelle	N_{ELU} (kn)	N_{ELS} (kn)	A(m)	A_{adopt} (m)	B (m)
type 2	S (B-3)	4305,55	3089,4	3,64	3,7	2,4
	S (B-4)	4305,58	3089,42	3,64	3,7	2,4
	S (C-2)	4216,21	3033,46	3,61	3,7	2,4
	S (C-3)	4726,54	3399,64	3,82	3,9	2,5
	S (C-4)	4726,46	3399,64	3,82	3,9	2,5
	S (C-5)	4217,00	3034,03	3,61	3,7	2,4
	S (D-3)	1269,21	920,17	1,99	2,0	1,3
	S (D-4)	1269,16	920,13	1,99	2,0	1,3
	S (E-3)	117,95	87,19	0,61	0,8	0,6
	S (E-4)	118,63	87,87	0,61	0,8	0,6
	S (F-3)	1943,56	1398,12	2,45	2,5	1,6
	S (F-4)	1942,67	1397,36	2,45	2,5	1,6
	S (G-3)	4407,68	3163,36	3,68	3,7	2,4
	S (G-4)	4408,05	3163,63	3,68	3,7	2,4

Tableau VI-4 : détermination de dimension des semelles type 3 :

Caractéristique de la semelle				ELS		
	semelle	N_{ELU} (kn)	N_{ELS} (kn)	A (m)	A_{adopt} (m)	B (m)
type 3	S (D-2)	8513,07	6160,94	3,83	3,9	1,4
	S (D-5)	8511,55	6159,84	3,83	3,9	1,4
	S (E-2)	5886,77	4269,63	3,19	3,2	1,1
	S (E-5)	5887,82	4270,68	3,19	3,2	1,1
	S (F-2)	10891,94	7858,18	4,33	4,4	1,6
	S (F-5)	10891,04	7857,54	4,33	4,4	1,6

1- Vérification de chevauchement :

A partir de nous recherche on n'a pas trouvées une méthode exacte de calcul de chevauchement donc on propose d'appliquer la méthode suivante :

- Pour le chevauchement entre les semelles on propose que pour :
  a. $L \geq 1$ m ; on n'a pas de chevauchement.
  b. $L < 1$ m ; on a de chevauchement.

Avec L : la distance libre entre deux semelles.

- **Suivant la direction X :**

Tableaux VI-5 : vérification de chevauchement entre les semelles isolées suivant la direction X :

	S.I. 1	S.I. 2	S.I. 3				
files	A (m)	A (m)	A (m)	k (1-2) (m)	l (m)	l-K (m)	commentaire
A	2,1	-	-	2,1	7	4,9	pas de chevauchement
B	-	3,7	-	3,7	7	3,3	-
C	2	3,9	-	3,9	7	3,1	-
D	2	2	3,9	2,95	7	4,05	-
E	2	0,8	3,2	2,6	7	4,4	-
F	2	2,5	4,4	3,45	7	3,55	-
G	-	3,7	-	3,7	7	3,3	-
H	2,1	-	-	2,1	7	4,9	-

- **Suivant la direction X :**

Tableaux VI-6 : vérification de chevauchement entre les semelles isolées suivant la direction Y :

	S.I. 1	S.I. 2	S.I. 3				
axes	A (m)	A (m)	A (m)	k (1-2) (m)	L (m)	L-K (m)	commentaire
1	0,9	-	-	0,9	5,3	4,4	pas de chevauchement
2	-	2,4	1,6	2,4	5,3	2,9	-
3	0,9	2,5	-	2,5	5,3	2,8	-
4	0,9	2,5	-	2,5	5,3	2,8	-
5	-	2,4	1,6	2,4	5,3	2,9	-
6	0,9	-	-	0,9	5,3	4,4	-

- **Calcul de ferraillage :**

M=0 :

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma S}}$$

$$- d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} \Rightarrow \begin{cases} - d_{a\,adp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} \\ - d_b = d_{aadp} - \frac{\phi a + \phi b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

- **1ier type de semelles :** ce type de semelles est celle de rive liée avec des poteaux de section (30x70) on a dimensionné ce type avant on résume les donne de calcul dans le tableauci après.
- Pour le ferraillage on prend l'effort normal max pour les semelles de même section.
- **Tableau VI-7 : récapitulation de caractéristique de semelle 1**

semelle	N_{ELU} (kn)	N_{ELS} (kn)	b(m)	a(m)	A_{adopt} (m)	B (m)
S (D-6)	1831,29	1324,09	0.3	0.7	2,0	0,9
S (H-4)	2038,47	1467,30	0.3	0.7	2,1	0,9

- **Exemple de calcul :**

▪ **S(D-6)**

M=0 :

- $d_a \geq \frac{A-a}{4} = 0.325$; $d_a = 0.4$ m $\Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} = 0.5$ m

Φ=1.2 cm

- $d_{aadp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} = 0.45$ m.
- $d_b = d_{aadp} - \frac{\phi a + \phi b}{2} = 0.438$ m.
- $e_{patin} = 6\phi + 6 = 13.2$ cm ; on adopte $e_{patin} = 15$ cm.

▪ à l'ELU :

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

- $A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} = \frac{1831.29 \times 1000 \times (2-0.7) \times 1000}{8 \times 0.45 \times 348 \times 1000} = 19.00\ cm^2$
- $A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} = \frac{1831.29 \times 1000 \times (0.9-0.3) \times 1000}{8 \times 0.438 \times 348 \times 1000} = 9.01\ cm^2$

▪ à l'ELS :

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

- $A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} = \frac{1324.09 \times 1000 \times (2-0.7) \times 1000}{8 \times 0.45 \times 202 \times 1000} = 23.67\ cm^2$
- $A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} = \frac{1324.09 \times 1000 \times (0.9-0.3) \times 1000}{8 \times 0.438 \times 202 \times 1000} = 11.23\ cm^2$

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq \frac{\emptyset . fe}{4 . \tau s} = \frac{1,2 . 400}{4 . 2,833} = 42.32$ cm .

▪ **S (H-4)**

M=0 :

- $d_a \geq \frac{A-a}{4} = 0.35$; $d_a = 0.4$ m $\Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} = 0.5$ m

Φ=1.2 cm

- $d_{aadp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} = 0.45$ m.
- $d_b = d_{aadp} - \frac{\phi a + \phi b}{2} = 0.438$ m.
- $e_{patin} = 6\phi + 6 = 13.2$ cm ; on adopt $e_{patin} = 15$ cm

-

- à l'ELU :

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} = \frac{2038.47\times1000\times(2.1-0.7)\times1000}{8\times0.45\times348\times1000} = 22.77\ cm^2 \\ A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} = \frac{2038.47\times1000\times(0.9-0.3)\times1000}{8\times0.438\times348\times1000} = 10.03\ cm^2 \end{cases}$$

- à l'ELS :

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} - \quad A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} = \frac{1467.47\times1000\times(2-0.7)\times1000}{8\times0.45\times202\times1000} = 26.23\ cm^2 \\ - \quad A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} = \frac{1467.30\times1000\times(0.9-0.3)\times1000}{8\times0.428\times202\times1000} = 12.44\ cm^2 \end{cases}$$

On adopt le ferraillage de l'ELS :

- A_a= 26.23 cm^2 on choisit 24T12 avec A_s=27.12 cm^2 avec un espacement de 8cm.
- A_b=12.44 cm^2 on choisit 12T12 avec A_s=13.56 cm^2 avec un espacement de 7.5cm

✓ <u>Vérification des longueurs de scellement :</u>

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq \frac{\emptyset . fe}{4 . \tau s} = \frac{1,2 . 400}{4 . 2,835} = 42.32$ cm

- **2eme type de semelles :** ce type de semelles est l'intermédiaire, liée avec des poteaux de section (45x70) on a dimensionné ce type avant on résume les donne de calcul dans le tableau ci-après.
- Pour le ferraillage on prend l'effort normal max pour les semelles de même section.

Tableau VI-8- Récapitulation de sollicitation de la semelle de type 2 :

Caractéristique de la semelle				ELS		
type 2	semelle	N ELU (kn)	N ELS (kn)	A(m)	A adopt (m)	B (m)
	S (C-3)	4726,54	3399,64	3,82	3,9	2,5
	S (D-3)	1269,21	920,17	1,99	2,0	1,3
	S (E-4)	118,63	87,87	0,61	0,8	0,6
	S (F-4)	1943,56	1398,12	2,45	2,5	1,6
	S (G-4)	4408,05	3163,63	3,68	3,7	2,4

Tableau VI-9- détermination de caractéristique de la semelle de type 2 :

semelle	d a (cm)	h (cm)	d a adopt (cm)	d p (cm)
S (C-3)	75,0	78,6	75,0	73,8
S (D-3)	32,5	36,1	32,5	31,3
S (E-4)	2,5	6,1	2,5	1,3
S (F-4)	45,0	48,6	45,0	43,8
S (G-4)	75,0	78,6	75,0	73,8

Tableau : VI-10 : calcul ferraillage de la semelle type 2 :

		ELU			ELS		
	semelle	N_{ELU} (kn)	A_a (cm²)	A_b (cm²)	N_{ELS} (kn)	A_a (cm²)	A_b (cm²)
type 2	S (C-3)	4726,54	68.57	44.22	3399,64	81.25	54.52
	S (D-3)	1269,21	18,24	12,38	920,17	22,78	15,46
	S (E-4)	118,63	1,70	4,92	87,87	6.67	2.18
	S (F-4)	1942,67	27,91	18,32	1397,36	34,59	22,70
	S (G-4)	4408,05	63,33	41,84	3163,63	78,31	51,73

Tableau : VI-11 : chois de ferraillage de la semelle type 2 :

semelle	A_a choix	A_{sa} (cm²)	e_a (cm)	A_b choix	A_{sb} (cm²)	e_b (cm)
S (C-3)	41T16	82.41	9	28T16	56.28	9
S (D-3)	22T12	24.86	9	14T12	15.82	9
S (E-4)	8T12	9.04	9	5T12	5.65	9
S (F-4)	18T16	36.18	9	22T12	24.86	9
S (G-4)	39T16	78.39	9	26T16	52.26	9

✓ <u>Vérification des longueurs de scellement :</u>

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq \frac{\emptyset . fe}{4 . \tau s} = \frac{1,2 . 400}{4 . 2,835} = 42.32$ cm

- **3eme type de semelles :** ce type de semelles est l'intermédiaire, liée avec des poteaux de section (50x140) on a dimensionné ce type avant on résume les donne de calcul dans le tableau ci-après.
- Pour ce type des fondations on choisit T20.

Tableau VI-12 : récapitulation de sollicitation de semelle de type 3 :

Caractéristique de la semelle				ELS		
type 3	semelle	N_{ELU} (kn)	N_{ELS} (kn)	A (m)	A_{adopt} (m)	B (m)
	S (D-2)	8513,07	6160,94	3,83	3,9	1,4
	S (E-5)	5887,82	4270,68	3,19	3,2	1,1
	S (F-2)	10891,94	7858,18	4,33	4,4	1,6

Tableau : VI-13 : détermination de caractéristique de la semelle de type 3

	semelle	d_a (cm)	h (cm)	$d\ a_{ado}$ (cm)	d_b(cm)
type 3	S (D-2)	60,0	65,0	60,0	58,0
	S (E-5)	42,5	47,5	42,5	40,5
	S (F-2)	72,5	77,5	72,5	70,5

Tableau VI-14 : calcul ferraillage de la semelle type 3 :

		ELU			ELS		
type 3	semelle	N_{ELU} (kn)	A_a (cm²)	A_b (cm²)	N_{ELS} (kn)	A_a (cm²)	A_b (cm²)
	S (D-2)	8513,07	122,31	47,45	6160,94	152,50	59,16
	S (E-5)	5887,82	84,60	31,33	4270,68	105,71	39,15
	S (F-2)	10891,94	156,49	61,04	7858,18	194,51	75,87

Tableau : VI-15 : chois de ferraillage de la semelle type 3 :

semelle	A_a choix	A_{sa} (cm²)	e_a (cm)	A_b choix	A_{sb} (cm²)	e_b (cm)
S (D-2)	49T20	153.86	8	30T16	60.3	4
S (E-5)	34T20	106.76	8	20T16	40.20	5
S (F-2)	62T20	194.68	7	38T16	76.38	4

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq \frac{\emptyset . fe}{4 . \tau s} = \frac{1,2 . 400}{4 . 2,835} = 42.32$ cm

VI.4.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 ;

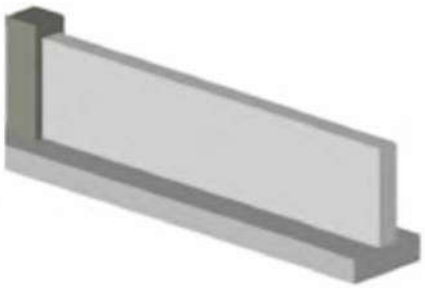


Figure VI.3.Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.4.1. Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

$$N = \frac{N_{max}}{L} \; ; M = \frac{M_{max}}{L}$$

Avec :

- N_{max}:est l'effort normal max.
- M_{max} : est le moment max.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Pour ce type des semelles on a la symétrie de projet suivant la direction y donc on faire l'étude dans un seul cote et généralisée les calculs a l'autre.

Tableau VI.16 : Sollicitation des semelles :

	ELU		ELS	
Semelle	N (kn/ml)	M (kn, m/ml)	N (kn. /ml)	M (kn, m/ml)
SF1	1928,88	31,72	899,765	-8,315
SF2	1648,545	8,12	726,51	6,29
SF3	1769,035	27,215	997,195	0,45
SF4	2595,535	4,3	1114,655	-0,04
SF5	2314,05	10,325	867,685	8,86
SF6	3662,625	2,075	1735,02	-4,38
SF7	2066,885	6,41	713,09	1,395
SF8	3195,195	1,265	752,59	-5,31
SF9	3778,475	40,085	1879,52	0,465
SF10	3592,115	0,485	981,135	0,305

- Détermination de dimension des semelles :

$$\text{Si : } e_{0b}=\frac{Mb}{N} \leq B/6$$

$$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$$

Tableaux VI-17: dimension de semelle filante.

Direction	Semelle	N_{ser} (kn/ml)	M_{ser} (kn, /ml)	E_{X0} (m)	A (m)	B (m)
Suivant Y	SF 1	899,765	8,315	0,009	1	2
	SF 2	726,51	6,29	0,009	1	2
	SF 3	997,195	0,45	0	1	2
	SF 4	1114,655	0,04	0	1	2
	SF 5	867,685	8,86	0,01	1	2
	SF 6	1735,02	4,38	0,003	1	2
	SF7	713,09	1,395	0,002	1	2
	SF8	752,59	5,31	0,007	1	2
Direction	**Semelle**	**N_{ser} (kn/ml)**	**M_{ser} (kn, /ml)**	**E_{X0} (m)**	**B (m)**	**A (m)**
Suivant X	SF1	1879,52	0,465	0	1	2
	SF2	981,135	0,305	0	1	2

a- Vérification de chevauchement :

- Suivant X

Tableaux VI-18: vérification de chevauchement de semelle filante.

SF1	SF 3	SI (A-3)	α (sf1-sf3)	L (m)	α (sf1-sf2)	L (m)	commentaire
2	2	2,1	6	8	5,1	7	pas de chevauchement
SF2	**SF 4**	**SI (B-3)**	**α (sf1-sf3)**	**L (m)**	**α (sf1-sf2)**	**L (m)**	**commentaire**
2	2	3,7	6	8	6,7	7	pas de chevauchement

- Suivant Y.

Tableaux VI-19: vérification de chevauchement de semelle filante.

SF1	SF 2	SI (D-1)	α (sf1-sf3)	L (m)	α (sf1-sf2)	L (m)	commentaire
2	2	0,9	6	6,6	3,9	6,9	pas de chevauchement
SF3	**SF 4**	**SI (D-3)**	**α (sf1-sf3)**	**L (m)**	**α (sf1-sf2)**	**L (m)**	**commentaire**
2	2	1,3	6	6,6	4,3	6,9	pas de chevauchement

b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

❖ Armatures de répartition : $A_{rép} = \frac{A(cm^2).B(m)}{4}$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Avec : $d \geq \frac{B-b}{4}$; $h = d + c + \frac{\phi}{2}$

D'après les résultats obtenus précédant on une répartition trapézoïdale.

Tableau VI .20. Méthode de calcul de ferraillage.

Repartition trapézoïdale	
Ferraillagedes semelles	
$e_{0b} \leq B/18$	$A_b = N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{B-b}{8\ db\ \sigma s})$
Ma=0	$A_a = N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$
$Ma \neq 0$ et $e_{0a} \leq A/18$	$A_a = N(1+(3\ e_{0b}/A))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$

Tableau VI-21 :calcul de ferraillage de semelle filante sous voiles :

Caractéristique des semelles					ELU		ELS	
Semelle	**A (m)**	**B (m)**	**d_b (cm)**	h (cm)	**A_b (cm²)**	**$A_{rép}$ (cm²)**	**A_b (cm²)**	**$A_{rép}$ (cm²)/ml**
SF 1	1	2	51	56	19,27	4,82	24,91	6,23
SF 2	1	2	51	56	16,07	4,02	20,10	5,02
SF 3	1	2	51	56	21,72	5,43	27,25	6,81
SF 4	1	2	51	56	24,41	6,10	30,44	7,61
SF 5	1	2	51	56	19,26	4,82	24,06	6,02
SF 6	1	2	51	56	37,93	9,48	47,56	11,89
SF7	1	2	51	56	15,47	3,87	19,53	4,88
SF8	1	2	51	56	16,15	4,04	20,77	5,19
Semelle	**A (m)**	**B (m)**	**d_b (cm)**	h (cm)	**A_b (cm²)**	**$A_{rép}$ (cm²)**	**A_b (cm²)**	**$A_{rép}$ (cm²)/ml**
SF1	1	2	51	56	41,17	10,29	51,35	12,84
SF2	1	2	51	56	21,38	5,34	26,81	6,70

Tableau VI-22 : chois de ferraillage de semelle filante sous voiles :

semelle	A choix	A (cm²)	e_a (cm)	$A_{rép}$ choix	$A_{rép}$ (cm²/ml)	e_b (cm)
SF 1	23T12	25.99	8	7T12	7.91	16
SF 2	23T12	25.99	8	7T12	7.91	16
SF 3	25T12	28.25	7.5	7T12	7.91	16
SF 4	27T12	30.51	7	7T12	7.91	16
SF 5	23T12	25.99	8	7T12	7.91	16
SF 6	32T14	48.96	6	7T12	7.91	16
SF7	23T12	25.99	8	11T12	12.43	10
SF8	23T12	25.99	8	7T12	7.91	16
Semelle	A choix	A (cm²)	e_a (cm)	$A_{rép}$ choix	$A_{rép}$ (cm²/ml)	e_b (cm)
SF1			8			
SF2			8			

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq \frac{\emptyset . fe}{4 . \tau s} = \frac{1,2 . 400}{4 . 2,835} = 42.32$ cm.

Semelle	B(m)	A(m)	B/4 (cm)	Ls (cm)	Ls>B/4
SF 1	2	1	0,5	50	C.V
SF 2	2	1	0,5	50	C.V
SF 3	2	1	0,5	50	C.V
SF 4	2	1	0,5	50	C.V
SF 5	2	1	0,5	50	C.V
SF 6	2	1	0,5	50	C.V
SF7	2	1	0,5	50	C.V
SF8	2	1	0,5	50	C.V
Semelle	B(m)	A(m)	B/4 (cm)	Ls (cm)	Ls>B/4
SF1	2	1	0,5	50	C.V
SF2	2	1	0,5	50	C.V

- Vérification de la stabilité au renversement :[Art 10.1.5 RPA version 2003]

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e = M/N \leq B/4$).

Tableaux VI-23: vérification de la stabilité au renversement de semelle filante.

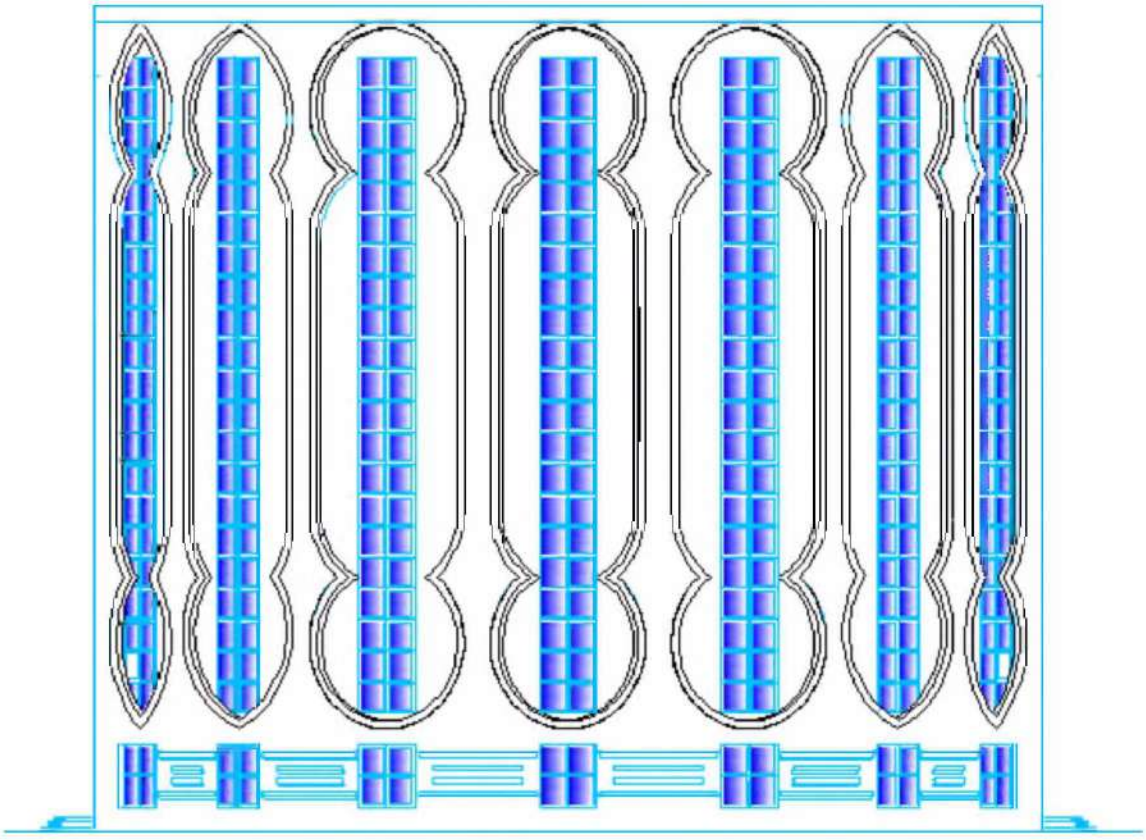
semelle	N_{ELU} (kN)	$M_{X\ ELU}$(kN.m)	e(m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF 1	1232,67	-11,53	-0,00935	2	0,5	C.V
SF 2	1000,33	8,76	0,00876	2	0,5	C.V
SF 3	1369,21	0,705	0,00051	2	0,5	C.V
SF 4	1539,485	0,02	0,00001	2	0,5	C.V
SF 5	1196,48	12,33	0,01031	2	0,5	C.V
SF 6	2401,435	-5,965	-0,00248	2	0,5	C.V
SF7	972,885	1,815	0,00187	2	0,5	C.V
SF8	1029,865	-7,245	-0,00703	2	0,5	C.V
Semelle	**N_{ELU} (kN)**	**$M_{X\ ELU}$(kN.m)**	**e(m)**	**B(m)**	**B/4 (m)**	**e ≤ B/4**
SF1	2596,27	0,67	0,00026	2	0,5	C.V
SF2	1347,79	0,45	0,00033	2	0,5	C.V

- **Précautions :**

Pour assurer la stabilité de projet on doit prévoir une couche de gros béton avec une épaisseur de 25 cm **« dans les cas ou une couche de gros béton est interposée entre le sol et les semelles, la transmission de charge se fera a traverse le gros béton (dosage 200 kg/m³ minimum qui aura travaillé a une contrainte de 10 à 12 bars suivant un angle tel que d/h varie de 0.5 à 0.6 m » Albert FUENTES.**

BLOC B

S/SOL+R+7



Chapitre 1

Présentation du Projet

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction

Le bloc est unouvrage qui appartientà la catégorie ouvrage abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes, classé par les règles***RPA99v2003*** selon l'article 3.2 comme ***ouvrage de grande importance*** appartenant au groupe ***1B***.

Etant donnée sa grande hauteur, le bâtiment est conçu selon la réglementaire en vergeure (RPA version 2003) Il est implantédans la région de la wilaya de Tiaret. Appartenant à la zone sismique ***I,*** de faible sismicité, sur un sol meuble de classe ***S3,*** constitue d'épaisses couches d'argile sableux rougeâtre de contrainte admissible égale à $\bar{\sigma} = 1.5\, bar$.

Notre structure est représentée dans la figureI.1ci-après :

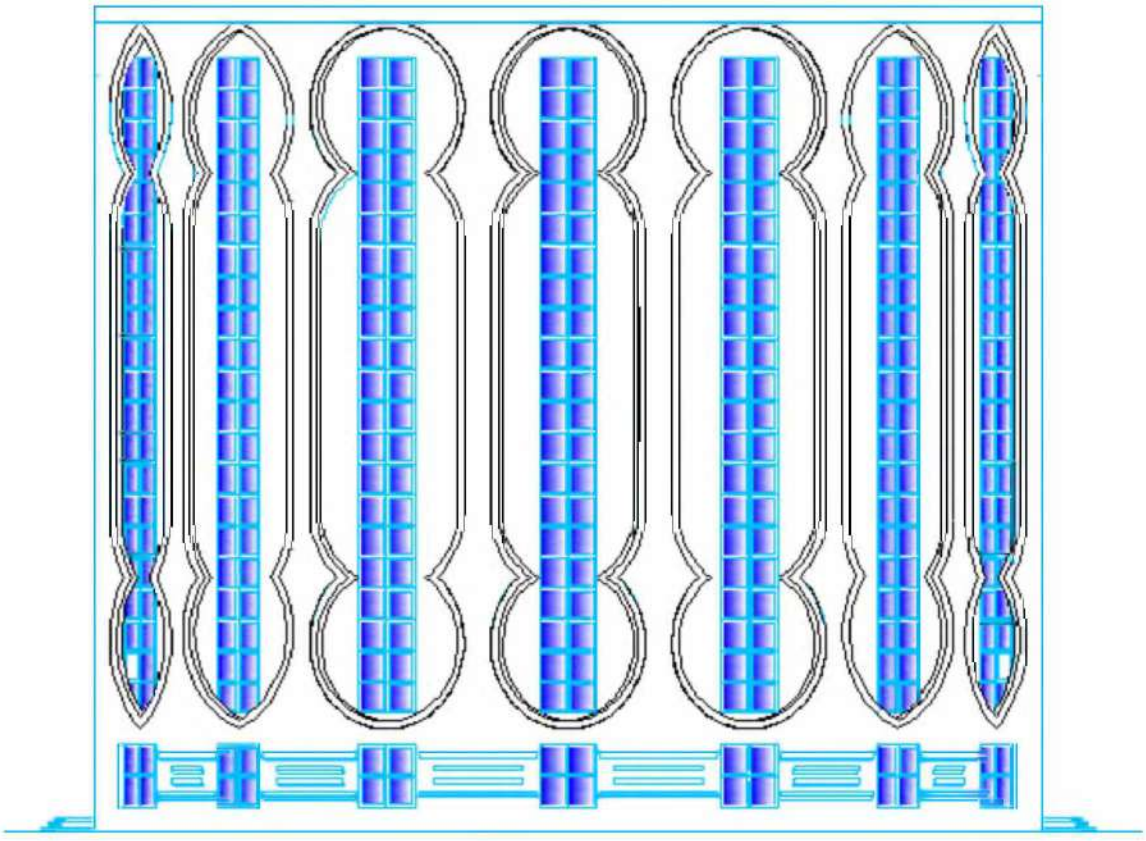


Fig. I-1- : façade principale

I.2Caractéristiques géométriques de la structure

a - Dimensions en élévation :

- Hauteur d'étage courant 3.4 m
- Hauteur du RDC et 1erétage 3.4 m
- Hauteur du sous-sol 3.4 m
- Hauteur total 30.6 m

b -Dimensions en plan :

Les déférents niveaux de notre bloc ont la forme géométrique illustrée dans lesfiguressuivantes :

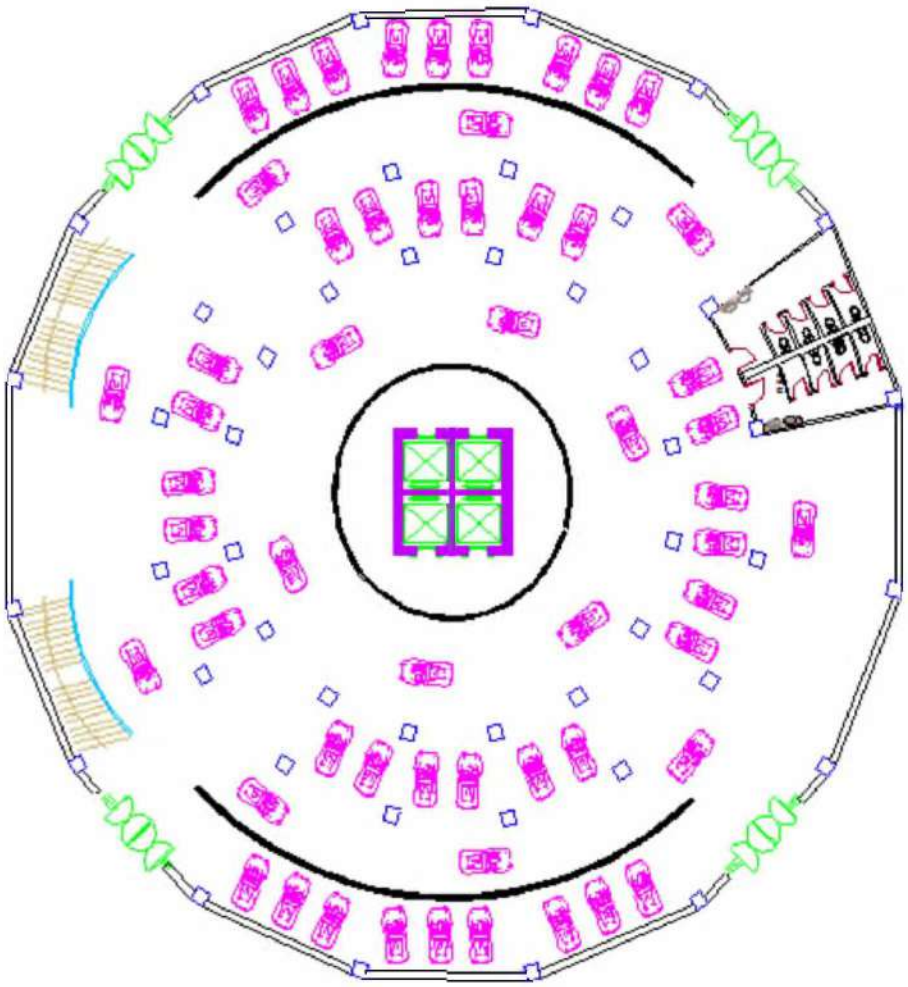


Fig. I.2 : Vue en plan du Sous Sol

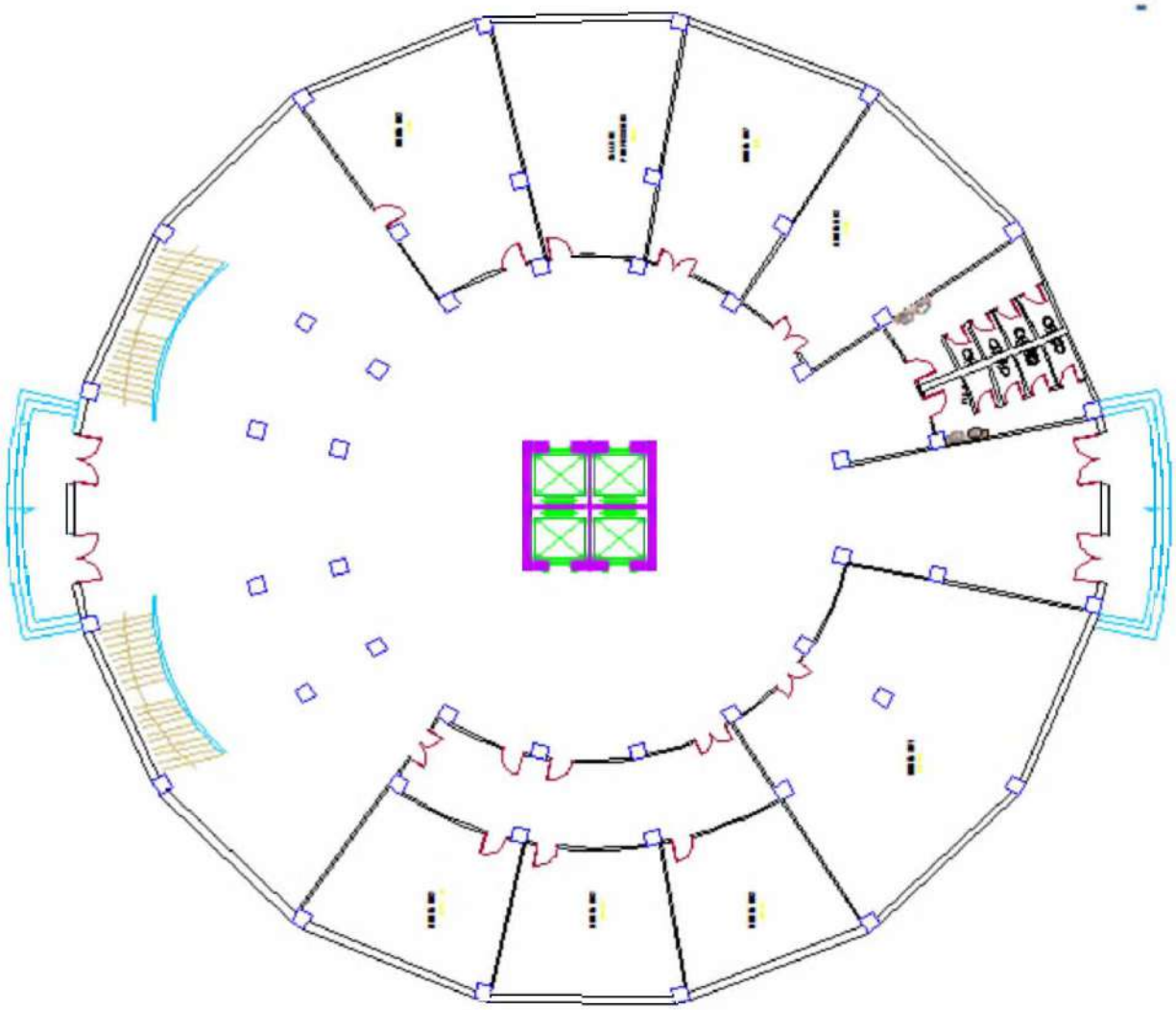


Fig. I.3 : Vue en plan du RDC

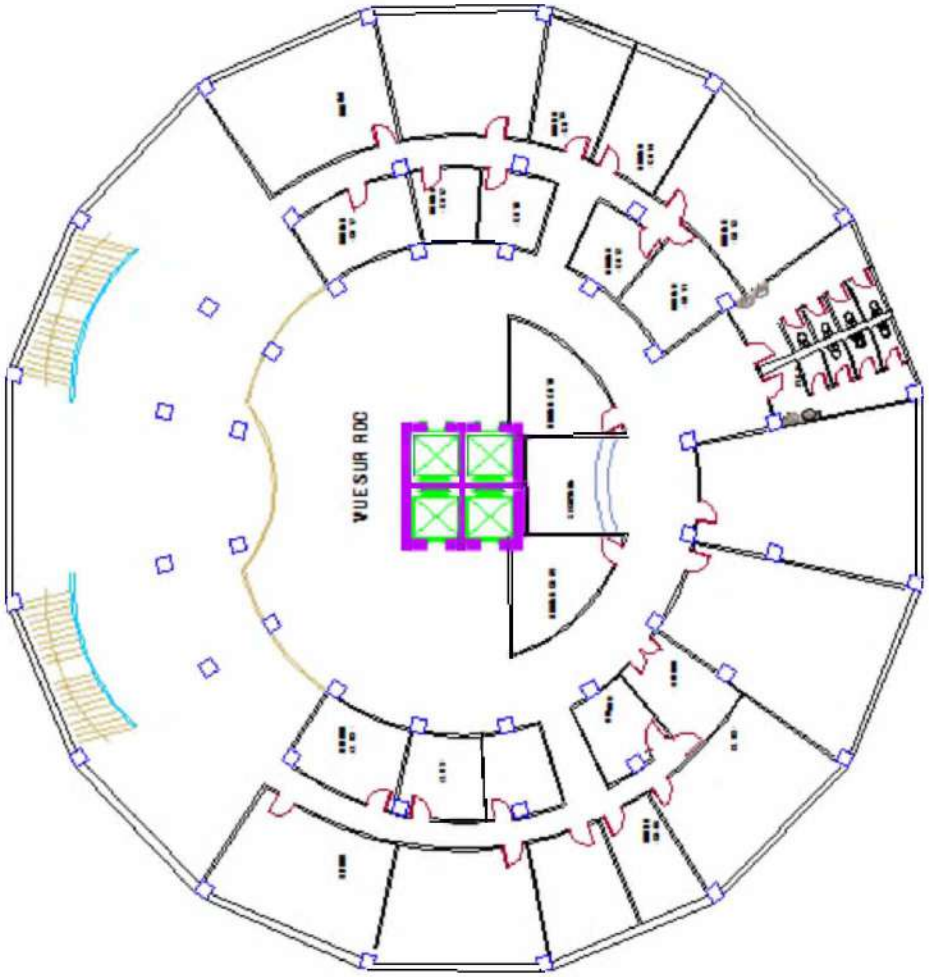


Fig. I.4 : Vue en plan de l'étage courant (niveau +3.4 à +13.6)

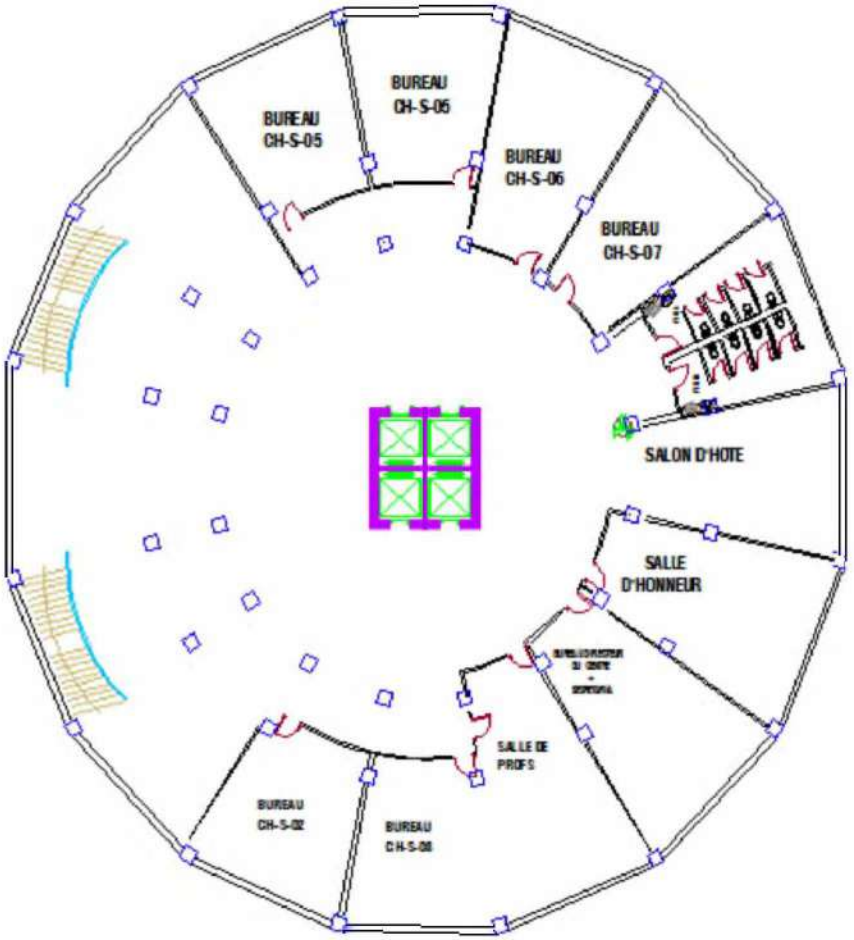


Fig. I.5 : Vue en plan étage courant (+14 à+ 27.2)

I.3Eléments de l'ouvrage

I.3.1- L'ossature

Quand on parle d'ossature, on parle de la stabilité de toute la structure, pour cela il faut que celle-ci soit bien capable de reprendre toutes les sollicitations auxquelles elle sera soumise.

Pour assurer cette fonction il faut opter pour avoir un comportement harmonique entre tous les éléments qui constituent cette ossature. Dans notre cas on a 3 éléments principaux : poteaux qui sont destiné à porter tous l'ouvrage et transmettre les charges aux fondations qui aleurs tours les transmettront au sol, les poutresqui sont destinées à transmettre les charges de chaque niveau aux poteaux adjacents, et les voiles qui sont destinés à reprendre les sollicitations horizontales tels que le séisme et le vent.

I.3.2- Plancher

La définition primaire de ceci est un assemblage de planchers recouvrant un sol d'une administration, et comme il existe d'autres types de planchers, de nos jours c'est une nomination à tous les élémentsséparant deux niveaux sous-jacents entre eux, la tache de celui-ci, est principalement de séparer les niveaux, son rôle dans la structure est de transmettre tous les charges aux poutres qui les transmettronselles-mêmes aux poteaux.

Il existe d'autre fonctions tels que :

- La commodité thermique et acoustique et ceci en ayant une bonne isolation des deux.
- On peut en bénéficier également de sa forme géométrique (dalles creuses) en utilisant les ouvertures pour des gaines (électricité et aération).

Il faut savoir aussi comment choisir le type de plancher àutiliser, et ceci dépend de plusieurs paramètres tel que les charges aux - quels il subit, la géométrie, et les avantages de l'une par rapport à l'autre, toute fois, structurellement le plancher doit assurer son rôle comme étant un diaphragme rigide, pour permettre aux éléments porteurs verticaux une harmonie dans leurs comportement.

Dans notre cas on utilisera les deux types de planchers et avec justification du choix et dimension de celui-ci en chaque cas.

a-Maçonnerie :

On a deux types :

1- - **Murs extérieurs** : sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Un revêtement de mortier de ciment dans les deux faces (extérieur et intérieur)

2- **Murs intérieurs** : sont des cloisons de séparations de 15 d'épaisseur.

b-Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.3.3Fondations

Les fondations sont des éléments qui ont comme rôle principale la transmission des charges induites par la structure au sol, autrement dit c'est le support de la structure.

Pour connaitre quel type doit- on utiliser pour les fondations, il faut savoir avant que celle-ci ne dépondre pas seulement des charges quelle subit, mais aussi et surtoutdu type du sol sur lequel elle se repose, et cela pour assurer une interaction sol structure parfaite.

Le choix auquel on a opté dans notre projet sera déterminer après notre étude général et ce à cause du nombre d'étage qui est assez grand et les charges plus tôt importantes vus les différents usages aux quelles la structure est destinée.

I.3.4-Escalier

Les escaliers sont généralement des éléments en béton armé qui servent à se déplacer entre niveaux. Dans notre cas on a un seul type d'escaliers : qu'il a comme point de départ le S/S et point d'arrivée le dernier niveau du bloc. Escalier droit à une seule volée.

I.3.5-Ascenseur

Dans toute la bâtisse il y en a quatre ascenseurs, dans notre étude, partant lui aussi du sous-sol jusqu'au dernier étage ayant comme dimension 2.60 m * 2.60m il est assez spacieux peuvent atteindre une charge max de 8 personnes.

I.3.6Acrotère :

C'est un mur situé en bordure de toitures terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité. Il peut aussi servir à d'autres fins telles que la prised'un poids si jamais il y aura un revêtement à faire de la façade pour la suspension de l'échafaudage.

Dans notre projet il sera fait en béton armé, et avec une hauteur de 0.90 m.

I.4Résistance du béton

- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours :

$$f_{c28} = 25\ MPA$$

- La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1\ MPA$$

- Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à 28 jours, pour les charges dont la durée d'application est inférieur à 24 heures :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2\ MPA$$

- Le module de déformation différée du béton à 28 jours, pour les charges de longue durée :

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9\ MPA$$

- Le coefficient partiel de sécurité pour le béton :

$\gamma_b = 1.5$Pour combinaisons normales.

$\gamma_b = 1$Pour combinaisons accidentelles.

Le coefficient prenant en compte la durée d'application des charges :

$\theta = 1$	Si	t > 24h
$\theta = 0.9$	Si	24h < t < 1h
$\theta = 0.85$	Si	t < 1h

- a résistance de calcul de béton à l'ELU: comme le calcul se fait généralement pour des applications des actions supérieurs à 24h alors θ = 1.

$$f_{bu} = 0.85 * \frac{f_{c28}}{\theta\ \gamma_b} = 14.20\ MPA$$

- La contrainte limite de compression du béton à l'ELS:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPA$$

- Le poids volumique du béton:

$$\rho = 25\ KN/m^3$$

- Le coefficient d'équivalence acier-béton à long terme :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- Contrainte limite de cisaillement : (Tab. I.1)

Tab. I. 1 : Tableau des contraintes limites de cisaillement

	Contraintes limites de cisaillement (MPA)	**Application numérique pour f_{c28}=25 MPA**
Fissuration peu préjudiciable	pas de limitations	-
Fissuration préjudiciable	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2\, f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\ MPA\right)$	*3.33 MPA*
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15\, f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\ MPA\right)$	*2.5 MPA*

I.5Classification du matériau acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé lesefforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 ٪de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 ٪de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : E_s=200 000 MPa.

I.5.1 Caractéristiques mécaniques

Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e sera résumé dans le tableau Tab. I.2 suivant :

Tab. I.2 : Limite d'élasticité d'acier

Type	Nuance	f_e(MPA)	Emploi
Ronds lisses	F_eE 22 F_eE 24	216 235	/
Barre HA (Tor : T)	F_eE 40 ϕ>20 mm $\phi \leq$ 20 mm F_eE 50	392 412 500	Emploi courant comme barre porteuse, ou de répartition.
Barre HA (Treillis soudés : TS)	ϕ> 6 mm $\phi \leq$ 6 mm	441 520	Utilisé comme armatures des hourdis, des dalles et des voiles

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_eE40.

f_e=400 MPa.

Chapitre 2

Prédimensionnement

II-Pré dimensionnement :

II.1- Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le ***« CBA 93 »*** et le ***« RPA99version 2003 »***, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2-Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des surfaces planes supportées par la structure et reçoivent les charges verticales (charge permanente G et les charges d'exploitation Q). Les planchers sont considérés comme des éléments secondaires car il n'appartient pas à la structure.

Techniquement on définie un plancher comme des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres démentions et qui peuvent se reposer sur 2. 3 ou 4 appuis.

Cette épaisseur dépend de plusieurs critères dont il s'agit principalement de : leur résistance au feu, l'isolation thermique et acoustique, résistance a la flexion, condition de flèche.

Pour notre projet on adopte deux types de plancher :

- *La dalle pleine.*

- *La dalle creuse nervurée.*

II.2.1 Pré dimensionnement des dalles pleines

Nos dalles continues sont constituées de panneaux de déférents formes (rectangle, trapèze, triangle) sur ses quatre bords, et panneaux de rive à l'extrémité de la dalle.

II.2.1.1 La résistance à la flexion

Les panneaux les plus sollicitées se représentent dans la figure II.1 suivante, avec une épaisseur estimée par la méthode suivante :

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

- Critère de résistance :

Dalle reposant sur 4 appuis :.... **[CBA 93] :** **$(L_x/45) \leq ep \leq (L_x/40)$**

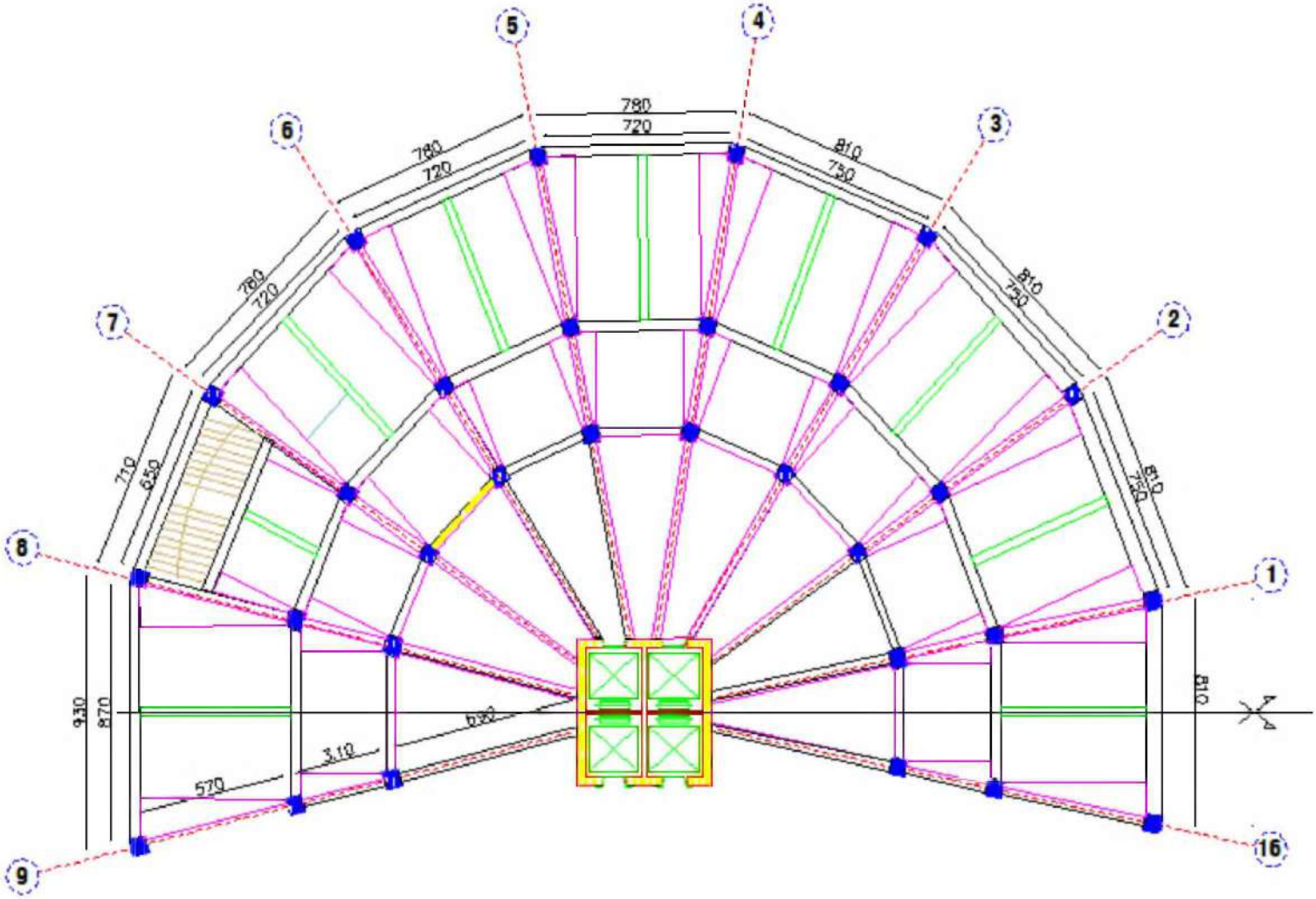


Fig. II.1: Position de dalle la plus sollicitée bloc B

Tableau II-1 : pré dimensionnement de dalle pleine

L (m)	Épaisseur (cm)
6.9	$15.33 < e_p < 17.25$

Selon les règles de **C.B.A 93/B-6-5-3**, les flèches limites pour les dalles sont donnes par :

Si L ≤ 5 m $f = \frac{l}{500}$

Si L ≥ 5 m $f = \frac{l}{1000} + 0.05$

Avec: L_{max}=max (Lx, Ly)

Ayant la portée de la dalle mesurée comme suit :

Tableau II-2 : la flèche limite de la dalle pleine

Lx (m)	Ly(m)	F=f(L_{max}) (cm)
3.4	6.9	1.19

Pour trouvé l'épaisseur de notre dalle on considère une bande de la dalle de largeur b=1m, suivant la grande portée uniformément chargée par une charge non pondérée **q(ELS)** de sorte que : q=G+Q

Avec : G=2500*e*1m et $Q=Q_{A/B}$*1m

Ou : e : est l'épaisseur de la dalle que nous voulons, suivant ce raisonnement on prendra une épaisseur de 15 cm et ce a titre provisoire pour qu'on puisse estimer le poids propre de cette bonde de dalle.

Et ceci nous mène à :

Tableau II-3: poids propre supportée par la dalle pleine

G (daN/m)	Q (daN/m)	P (daN/m)
3.75	2.5	6.25

La déformation verticale maximale que peut subir la bande de la dalle à mi portée et donnée par :

$$F_{max} = \frac{p*l^4}{384*E*I}$$

Tel que :

E=32164.2 MPA =321642 daN/m

$$I = \frac{h*b^3}{12} \quad (1)$$

Il nous reste juste à vérifier :

$$F_{max} \leq \frac{p*l^4}{384*E*I} \leq f_{adm} (2)$$

On substitue (1) et (2) et ayant l'épaisseur comme inconnue cela nous conduit à l'expression suivante :

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{60 * q * l^4}{384 * E * b * Fadm}}$$

$$e_B \geq \sqrt[3]{\frac{60*6.25*690}{384*321642*100*1.19}} = 17.94 \text{ cm}$$

- **Sécurité contre l'incendie :**

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

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

ep = 17.5 cm : pour quatre heures de coupe feu.

II.2.1.2 : L'isolation acoustique

D'après la loi de masse : la caractéristique physique la plus importante pour contrôler la perte de transmission du son par voie aérienne à travers une paroi est la masse surfacique de ses divers composants, autrement dit masse plus importante nous conduit à une isolation acoustique supérieure, sauf qu' il ya un nombre d'hypothèses à tenir en compte tel que la construction doit être souple à la flexion, alors tenant compte de ces paramètre on est arrivée à une masse optimale qui est de *350Kg/m2*, dans ce cadre notre dalle étant en béton armé son épaisseur sera comprise entre :

$(690/45) \leq ep \leq (690/40)$ on obtient : $15.33 \leq ep \leq 17.25$

II.2.1.3:L'isolationthermique

On sait que pour les étages à usage d'habitation, la différence de température n'est pas importante car elle est généralement de l'ordre de 3°, et donc les déperditions de chaleurs à travers les plancher adjacents et sous-jacents n'est pas aussi importante que celle des façades extérieures qui elles présentent environ 25% des déperditions totales. Reste à prendre en compte le plancher terrasse qui lui sera exposé au climat extérieur, mais ce plancher là aura une isolation thermique assuré par des isolants thermiques tel que le liège par exemple, ce qui nous même à dire que ce facteur n'aura pas une influence sur le pré dimensionnement du plancher.

Conclusion

Tenant compte de toutes ces conditions on tiendra pour établir à une épaisseur égale à ep= 18 cm, on adopte une épaisseur de 20 cm.

II.2.2 : Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux se composent de trois éléments qui sont : les poutrelles préfabriquées ; les corps creux et la dalle de compression mince en béton armé.

II.2.2.1 La résistance à la flexion :

L/25<ep<L/20

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

Tableau II-4 : pré dimensionnement de plancher corps creux :

L (m)	Épaisseur (cm)	h_t(cm)
4	$16<h_t<20$	20
Condition d'isolation acoustique : Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doitVérifier la condition suivante : $h_{min} \geq 16$ cm, d'où on a 20 cm>16 cm (condition vérifiée).		

Conclusion :

Tenant compte de toutes ces conditions on obtenu à une épaisseur égale à **: e=16+4cm**.

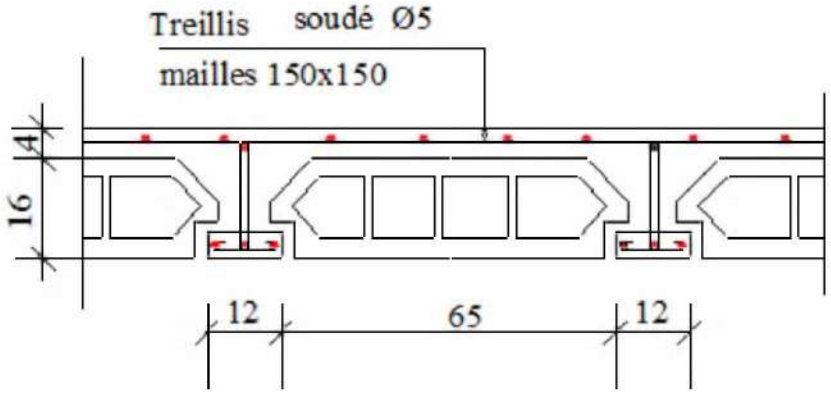


Figure II-2 : coupe du plancher corps creux

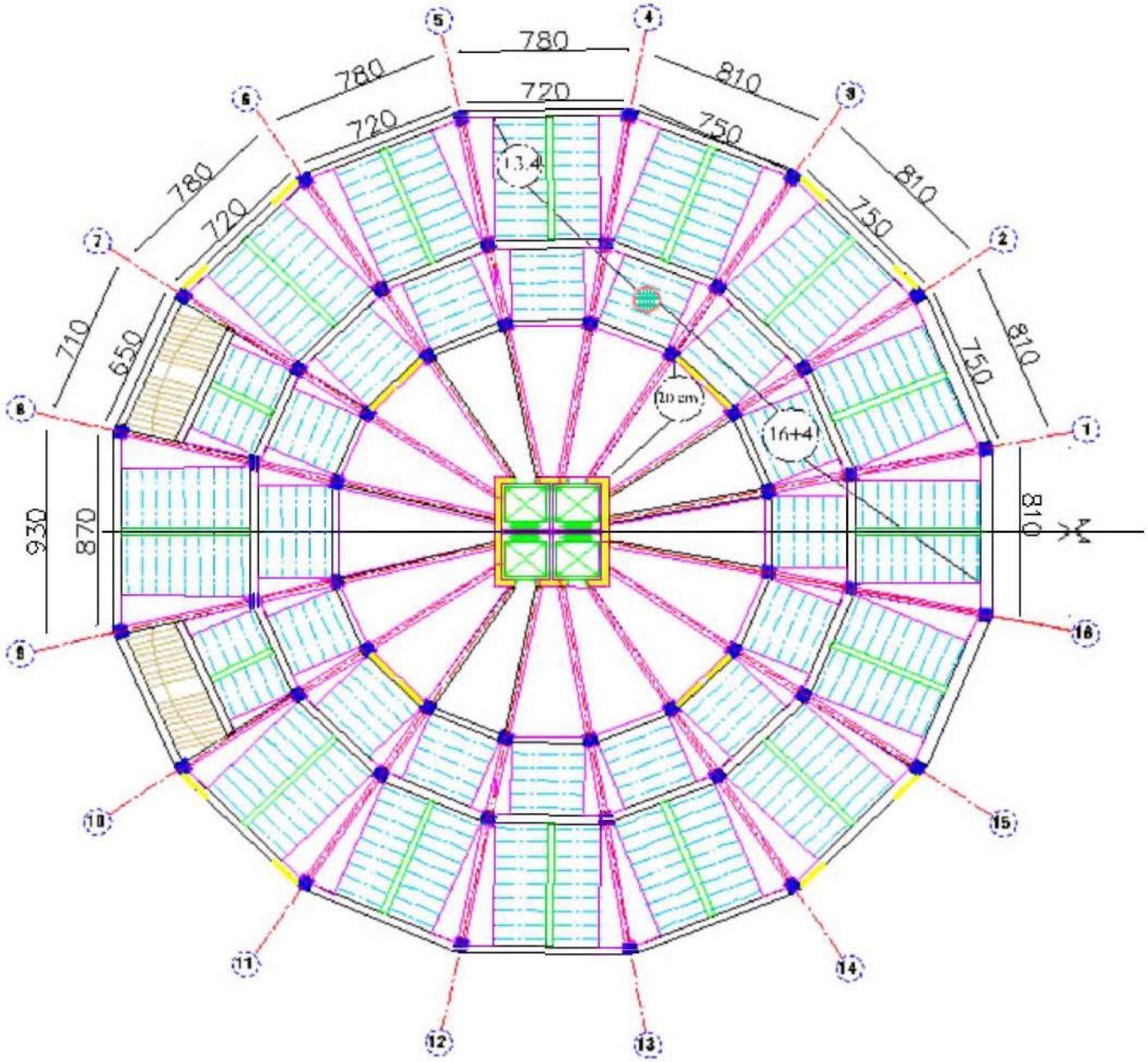


Figure II-3 : coffrage plancher (+3.4 à + 30.6)

II.2.3 Pré dimensionnement des poutres

Pour le pré dimensionnement des poutres, on utilise des formules empiriques données par le règlement***CBA 93*** qui seront ensuite vérifiées selon les règles de ***l'RPA 99 "version 2003"*** et les conditions de rigidité.

- ***Règle du CBA 93:***

a) La hauteur h de la poutre doit être ..... $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$
b) La largeur b de la poutre doit être ..... $0.3\ h \leq b \leq L_{max}/0.7\ h$

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis comme suit :

- ***Condition de RPA 99 "version 2003 [Art 7.5.1]***

Les poutres doivent respecter les dimensions

1. **b ≥25 cm**
2. **h ≥25 cm**
3. **b/h=≤4**
4. **b_{max} cm≤1.5 h+ b_1**

- **Rigidité :**
  1. **h/L ≥ 1/16=0.0625**
- ***Vérification de la flèche***

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche.

Selon les règles de **C.B.A 93/B-6-5-3**, les flèches limites pour les dalles sont donnes par :

Si L ≤ 5 m $f = \frac{l}{500}$

Si L ≥ 5 m $f = \frac{l}{1000} + 0.05$

1. $F_{max} = \frac{p * l^4}{384 * E * I}$ pour la charge repartie
2. $F_{max} = \frac{p * l^3}{48 * E * I}$ pour la charge concentré

P : est le poids total supporté par nos éléments

Poids total = Gp+Gplancher+Q plancher

Pour la détermination de la flèche on considère le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la flèche est prise entre nu des poteaux **(poutre isostatique).**Prédimensionnement des poutres :

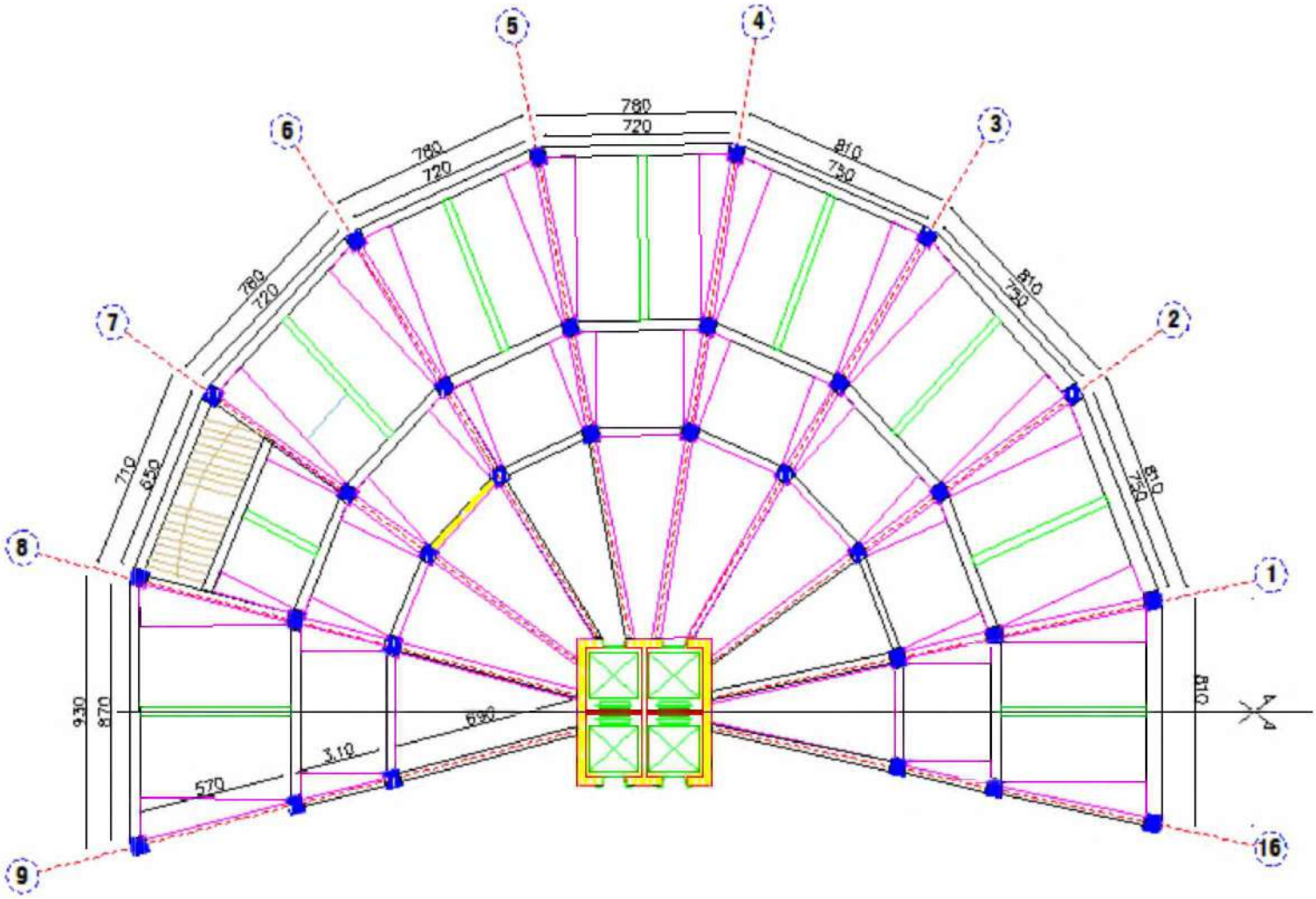


Figure II-4 : coffrage plancher

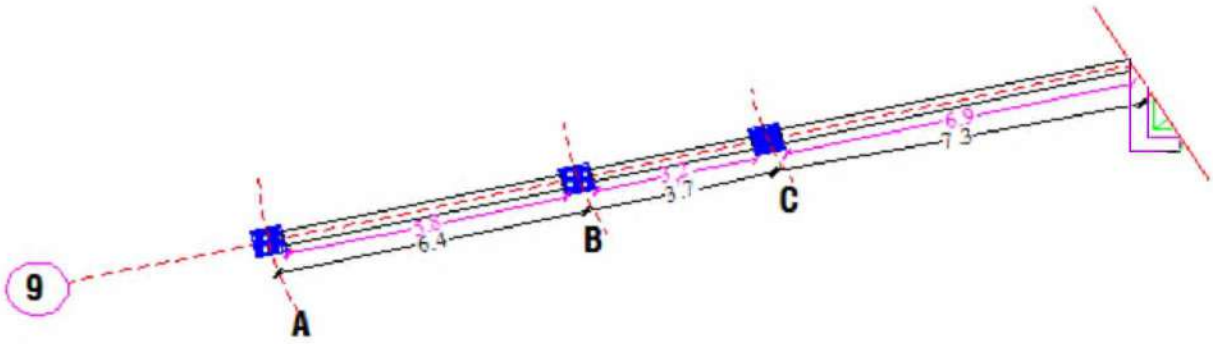


Figure II-5: Dimensionnement de la poutre sens porteur.

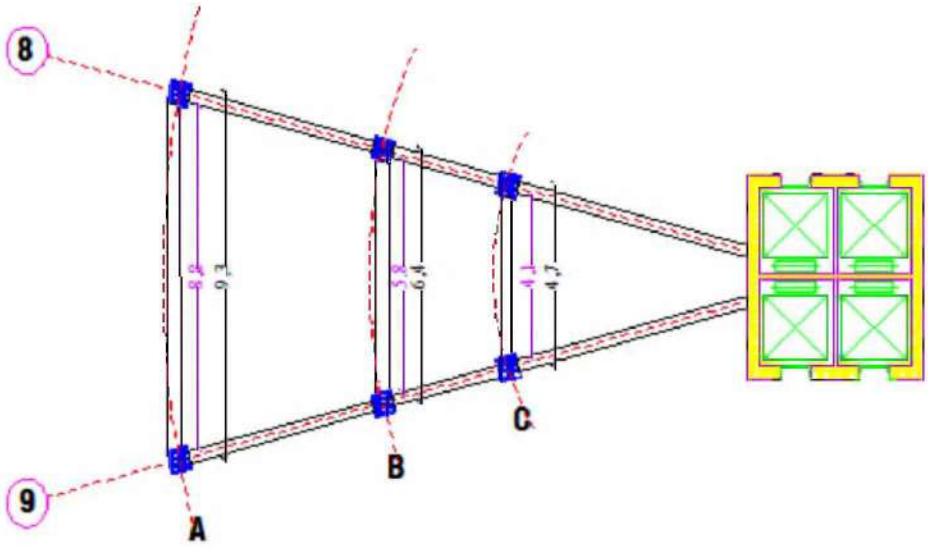


Figure II-6: partie de plan de coffrage du plancher axe (8et 9)

A (8-9) : poutre secondaire I,B (8-9) : poutre secondaire II, C (8-9) : poutre secondaire III

Tableau II-5: Pré dimensionnement des poutres.

Poutre			vérification		
type	L (m)	Démentions (cm)	Selon R.P.A	rigidité	
PP I	L_{max} = 5.9	h = 50 cm. b =30 cm	b=30≥25 cm h=50≥25 cm b/h=1.66≤4	h/L=0.086≥1/16=0.0625	CV
PP II	L_{max} =3.2	h = 30 cm. b = 30 cm.	b=30 ≥25 cm h=30 ≥25 cm b/h=1 ≤4	h/L=0.096≥1/16=0.0625	CV
PP III	L_{max} =6.3	h = 50 cm. b = 30 cm.	b=40≥25 cm h=70≥25 cm b/h=1.75≤4	h/L=0.085≥1/16=0.0625	CV
PS I	L_{max} = 8.7	h = 60 cm. b = 40 cm.	b=40≥25 cm h=60≥25 cm b/h=1.5≤4	h/L=0.0689≥1/16=0.0625	CV
PS II	L_{max} = 5.7	h = 60 cm. b = 40 cm.	b=40≥25 cm h=60≥25 cm b/h=1.5≤4	h/L=0.105≥1/16=0.0625	CV
PS III	L_{max} = 4.00	h = 30 cm. b =30 cm	b=30 ≥25 cm h=30 ≥25 cm b/h=1≤4	h/L=0.075 ≥1/16=0.0625	CV

- **Détermination de la flèche :**

- $F_{max}=\frac{p*l^4}{384*E*I}$ pour la charge repartie

- $F_{max}=\frac{p*l^3}{48*E*I}$ pour la charge concentré

Tableau II-6 : vérification de la flèche plancher Terrace :

	éléments	Poids de Charge reparte	poids de charge concentré	L_{max} (m)	I (m^4)	E	F_g (cm)	f_q (cm)	f_{tot} (cm)	F_{adm} (cm)	
pp I	Plancher+ poutre	73,296	0	5,8	0,0031	321641,95	1,07	0,00	1,07	1,16	ok
PP II	Plancher+ poutre	57,684	0	3,1	0,00	321641,95	0,32	0,00	0,32	0,81	ok
pp III	Plancher+ poutre	40,88	0	6,7	0,0031	321641,95	1,07	0,00	1,07	1,34	ok
PSI	Plancher+ poutre	8,8665	1,875	8,7	0,0072	321641,95	0,29	0,48	0,77	1,74	ok
PSII	Plancher+ poutre	11,733	1,875	5,7	0,01	321641,95	0,07	0,09	0,16	1,07	ok
PSIII	Plancher + poutre	36,9165	0	4	0,0007	321641,95	0,57	0,00	0,57	0,8	ok

Tableau II-7 : vérification de la flèche planché courant :

	éléments	Poids de charge reparte	poids de charge concentré	L_{max} (m)	I (m^4)	E	F_g (cm)	f_q (cm)	f_{tot} (cm)	F_{adm} (cm)	
pp I	Plancher+ poutre	69,63	0	5,8	0,0031	321641,95	1,02	0,00	1,02	1,16	ok
PP II	Plancher+ poutre	64,52	0	3,1	0,00	321641,95	0,36	0,00	0,36	0,81	ok
pp III	Plancher+ poutre	43,574	0	6,7	0,0031	321641,95	1,14	0,00	1,14	1,34	ok
PSI	Plancher+ poutre	8,38875	1,875	8,7	0,0072	321641,95	0,27	0,48	0,75	1,74	ok
PSII	Plancher+ poutre	12,4025	1,875	5,7	0,01	321641,95	0,07	0,09	0,16	1,07	ok
PPSIII	Plancher + poutre	33,89125	0	4	0,0007	321641,95	0,52	0,00	0,52	0,8	ok

Tableau II-8 : dimension des poutres.

éléments	B (cm)	H (cm)
PP I	30	50
PP II	30	30
PP III	30	50
PS I	40	60
PS II	40	60
PS III	30	30
PP IV	30	30

II.2.4 Pré dimensionnement des poteaux

II.2.4.1 Définition

Les poteaux ont pour rôle de :

- Constituer les éléments porteurs du système plancher-poutres et plancher-voile par point d'appuis isolés.
- Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux)
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutre (Reprendre les efforts horizontaux) :
- effet du vent ;
- effet de la dissymétrie des charges ;
- effet des changements de température et effet d'effet de séisme.
- Servir de chaînages verticaux
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois :

1. à un effort de compression.
2. à un moment de flexion.

Ils nécessitant des aciers verticaux et cadres transversaux. Ils sont calculés conventionnellement en flexion composé, d'autre part, ils sont dimensionnés pour résister au phénomène d'instabilité qui est le flambement.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on choisit le poteau le plus sollicité, effectué de la surface de plancher lui revenant, et de la descente de charge, on détermine l'effort lui revenant.

Pour notre projet on aura plusieurs types de poteaux dont on fera le pré dimensionnement de chaque un d'un coté, on distinguera 3 types principaux :

- Le premier type est celui des poteaux qui se trouvent uniquement au niveau du sous-sol, servant à supporter le poids de la dalle pleine de l'auditorium se trouvant à l'intérieur de la structure
- Le second type est celui des poteaux qui se trouve sur les rives des deux blocs.
- Le troisième type de poteaux est celui des poteaux intermédiaires qui continuent du sous-sol jusqu'au dernier étage.

Il reste à savoir que la différence entre ces trois types de poteaux, c'est les chargements aux quels ils sont soumis, donc la formule générale sera la même.

$$N < N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

I.2.4.2 Étapes de Pré dimensionnement des Poteaux

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

1. Evaluation des charges
2. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
3. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
4. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
5. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « ***RPA99 version 2003*** ».

-On applique la formule du CBA93 article B.8.4.1 qui doit vérifier :

$$N < N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

- pour les poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

Avec A : Section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul ; $B=\frac{A}{1000}$

Br : Section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur tout son périphérique

α : coefficient

Pour $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$

Pour $50 \leq \lambda \leq 70$: $\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$, $i = \frac{\sqrt{b}}{12}$ (Section rectangulaire)

i=max (i_{xx}, i_{yy}) dans le cas ou b≠h

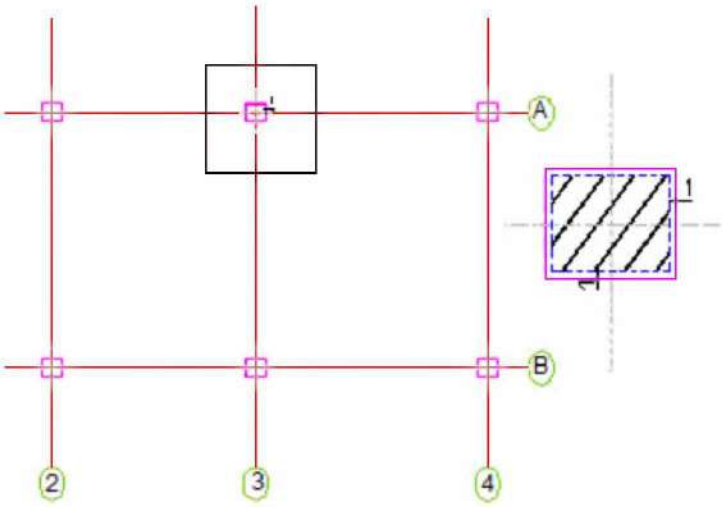


Figure2-7: section réduite de poteau

Nu : l'effort normal ultime pondéré, qu'on déduit après descente de charge.

- γb : Coefficient de sécurité du béton tel que:
  1. $\gamma b = 1,5$ Situation durable ou transitoire.
  2. $\gamma b = 1,15$ Situation accidentelle.
- γs: Coefficient de sécurité de l'acier tel que:
  1. $\gamma s = 1,15$ Situation durable ou transitoire.
  2. $\gamma s = 1,0$ Situation accidentelle

$L_f = 0.7 \times L_0$ avec L_0 est la hauteur d'étage.

Selon l'article B.8.4.1 du CBA 93, les valeurs de α sont à deviser par 1.1 si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, c'est-à-dire λ sera multiplier par 1.1.

A partir de l'équation de l'article B.8.4.1. Du CBA93 : on a

$$N < N_{ultime} \leq \alpha\left[\frac{Br.F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{F_e}{\gamma_s}\right]$$

Il reste à savoir que la différence entre ces trois types de poteaux, c'est les chargements auxquels ils sont soumis, donc la formule générale sera la même, la seul chose qui change c'est la valeur de *Nu,* où cette dernière sera calculé à partir de la descente de charge.

II.2.4.3 Descente des charges

- ***Définition***

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

- ***Principe de calcul***

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau avec le sens de portée, les planchers, les balcons, les poteaux, les poutres…etc.

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m²).

Puis, on définie le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,....) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m²). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

Une fois tous ces renseignements réunis, on commence à calculer le bâtiment.

II 2.4.3.1 Evaluation des charges

A / Charges permanentes

A.1/ Charge des murs : Dans le plancher courant il convient de prendre en compte le poids des cloisons de l'extérieur et de l'intérieur, Pour le remplissage extérieur on adoptera deux types de cloisons, avec différentes densité et différentes sections :

A.1.a-Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II-9 : Charge permanent du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,1	0,9	0,9
3	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
Total	**1,62**			

A.1.b -Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II-10 : Charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m^3)	Poids Surfacique (KN/m^2)
2	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
3	Brique creuse	0,1	0.9	0.9
4	Lame d'aire	0,1	-	-
5	Brique creuse	0,1	0.9	0.9
6	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
Total				**2,52**

A-2- Plancher

Ayant différents types de planchers, on calcul chaque un de coté de la manière suivante :

a-Plancher terrasse accessible : Son poids sera ainsi détaillé dans les tableaux suivants soit pour les deux blocs soit de plancher corps creux soit pour la dalle pleine:

Tableau II-11 : Charge permanente du plancher corps creux

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,4	0,44
2	Lit de sable	0,03	0,54
3	Mortier de pose	0,02	0,02
4	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
5	Papier kraft	-	0,05
6	Forme de pente	0,1	2,2
7	Plaque de liège	0.04	0,03
8	Pare vapeur	0,01	0,06
9	Film polyane	-	0,01
10	Planche corps creux	0.16+0.04	2.65
11	Enduit de plâtre	0,02	0,2
Total			**6,32**

Tableau II-12: Charge permanente du plancher Terrace dalle pleine.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique ($kn.m^3$)	Poids surfacique ($kn.m^2$)
1	Carrelage	0.4	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Etanchéité multicouche	0.02	0,02	0,12
5	Papier kraft	-	-	0,05
6	Forme de pente	0.1	0,1	2,2
7	Plaque de liège	0.04	0.04	0,03
8	Pare vapeur	0.01	0,01	0,06
9	Film polyane	-	-	0,01
10	Dalle pleine	0.20	25	5
11	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
TOTAL	**9.20**			

b-Plancher courant

Ce type de plancher est sous deux formes là ou on utilise le revêtement inferieur du plancher avec un enduit en plâtre et ou on utilise un faux plafond, pour simplifier la tache et sachant que la différence de poids entre les deux planchers ne sera pas importante alors on utilisera le cas le plus utilisé et c'est celui ou on a un revêtement avec un enduit en plâtre. Sa forme sera illustrée dans la figure II.3 suivante

Tableau II-13 : Charge permanente du plancher corps creux.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique ($kn.m^3$)	Poids surfacique ($kn.m^2$)
2	Carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.03	18	0.54
5	Planche corps creux	0.16+0.04	-	2.65
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
1	mur simple cloison	0.14	-	1.62
TOTAL				**5.85**

Tableau II-14 : Charge permanente du plancher dalle pleine bloc B (ep=14 cm et de ep=20cm)

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
2	Carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.03	18	0.54
5	Dalle pleine	0.20	25	5
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
1	mur simple cloison	0.14	-	1.62
TOTAL				**8.36**

B -charges d'exploitation :

Notre projet est une tour administratifs et un autre bloc éducatifs, ce qui nous donne plusieurs types de chargement d'exploitation : (Tab II.11).

Tableau II-15 : Charge d'exploitation :

Charge d'exploitation (KN/m^2)	Plancher courant	Plancher Terrace
Q	2.5	1.5

II-2-4-3-2-Descente des charges :

Selon le DTR BC 2.2 article 6.3. La loi de dégression se fait ainsi :

Soit Qo la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q1, Q2, Q3…Qn.

Les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2,3…n, numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes

a- Loi de dégression :

Pour déterminer les surcharges d'exploitation, on adopte la loi de dégression suivantes :

Les surcharges des planchers sont différentes :

- plancher terrasse Q_0
- plancher 4^{eme} étage Q_0+Q_1
- plancher 3^{eme} étage $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
- plancher 2^{eme} étage $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$
- plancher 1^{er} étage $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- plancher du RDC $Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Comme motionné au préalable, notre projet a plusieurs types de poteaux, on fera le pré dimensionnement de chaque un d'une part, sachant que la cumulations des charges d'exploitation faite juste au paravent est celle où un poteau supporte tout le poids de la structure.

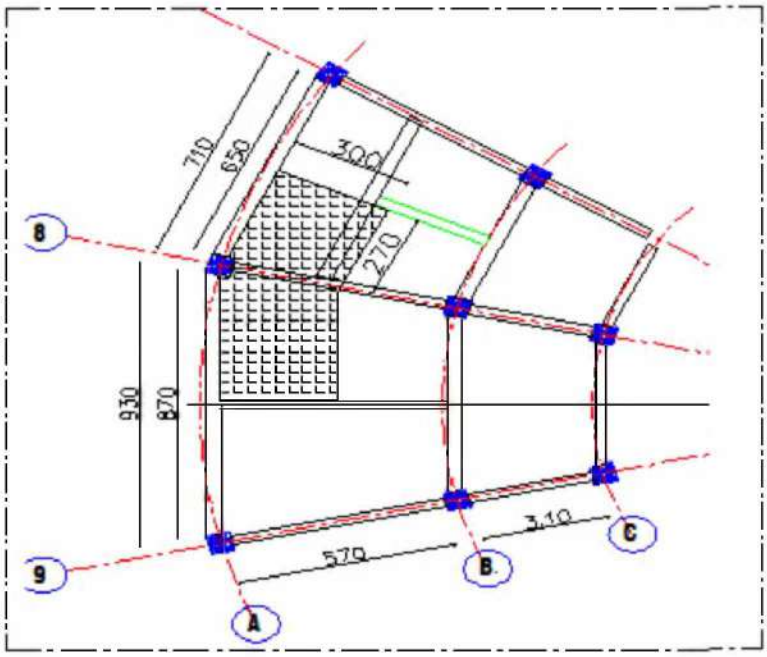
II-2-4-4- Pré dimensionnement des poteaux :

a. **Dimensionnement du 1^{ler} type de poteau :**

-poteau de rive :

Pour se type on propose comme valeur minimale de section une valeur qui nous évite la rotule plastique, On la poutre supportée par ces poteaux a comme dimension 40*60.

Donc on commence notre étude par une section de 45x45



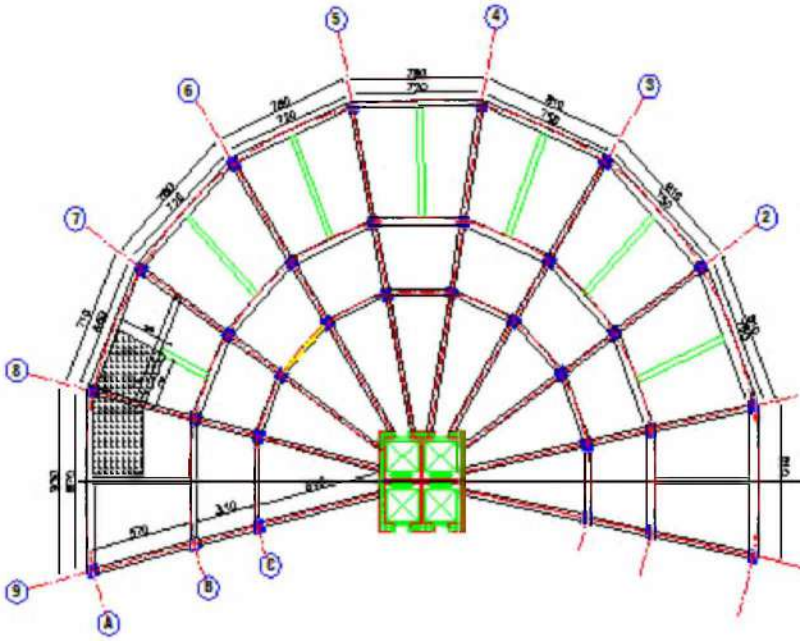


***Figure II-8: vue en plan du* de 1eme type de Poteau (axe 8 file A)**

St=3.2x8.1=25.92 m²

Sp=25.92-[(3.2*0.3)*2 + (8.1*0.4)]=20.76 m²

Tableau II-16 : Prédimensionnement de 2eme type des poteaux:

niveau	élément	charge unitaire (KN/m2		charge de l'étage (KN)	Charge cumulée (KN)		Dégre-ssion	l'effort normal Nu (KN)	1,1Nu
		g	q	G	Q	G	Q'		
7	planche	6,32	1,50	131,20	38,88	229,42	38,88	368,03	404,83
	p+pp+ps	25,00		98,21					
	totale			229,42					
6	planche	5,85	2,50	121,45	64,80	449,07	103,68	761,77	837,95
	p+pp+ps	25,00		98,21					
	totale			219,66					
5	planche	5,85	2,50	121,45	64,80	668,73	162,00	1 145,79	1 260,37
	p+pp+ps	25,00		98,21					
	totale			219,66					
4	planche	5,85	2,50	121,45	64,80	888,39	213,84	1 520,09	1 672,10
	p+pp+ps	25,00		98,21					
	totale			219,66					
3	planche	5,85	2,50	121,45	64,80	1 108,05	259,20	1 884,67	2 073,13
	p+pp+ps	25,00		98,21					
	totale			219,66					
2	planche	5,85	2,50	121,45	64,80	1 327,71	298,08	2 239,53	2 463,48
	p+pp+ps	25,00		98,21					
	totale			219,66					
1	planche	5,85	2,50	121,45	64,80	1 551,40	330,48	2 590,12	2 849,13
	p+pp+ps	25,00		102,25					
	totale			223,70					
RDC	planche	5,85	2,50	121,45	64,80	1 779,56	356,40	2 937,01	3 230,71
	p+pp+ps	25,00		106,71					
	totale			228,16					
SS	planche	5,85	2,50	121,45	64,80	2 007,72 2 138,40	375,84	3 274,18	3 601,60
	p+pp+ps	25,00		106,71					
	totale			228,16					

Tableau II-17 : vérification de dimension de 1^{ier} type des poteaux (bloc B)

Niveau	h (cm)	b (cm)	section (cm^2)	Br (cm^2)	L (m)	L f (m)	i cm	λ	α	$\overline{Nu}$ (KN)	Nu (KN)	
7	45	45	202,5	184900	3,4	2,38	12,99	18,32	0,743	2511,28	404,83	OK
6	45	45	202,5	184900	3,4	2,38	12,99	18,32	0,743	2511,28	837,95	OK
5	45	45	202,5	184900	3,4	2,38	12,99	18,32	0,743	2511,28	1 260,37	OK
4	45	45	202,5	184900	3,4	2,38	12,99	18,32	0,743	2511,28	1 672,10	OK
3	45	45	202,5	184900	3,4	2,38	12,99	18,32	0,743	2511,28	2 073,13	OK
2	45	45	202,5	184900	3,4	2,38	12,99	18,32	0,743	2511,28	2 463,48	OK
1	50	50	250	230400	3,4	2,38	14,43	16,49	0,747	3148,31	2 849,13	OK
RDC	55	55	302,5	280900	3,4	2,38	15,88	14,99	0,752	3858,65	3 230,71	OK
S/S	55	55	302,5	280900	3,4	2,38	15,88	14,99	0,752	3858,65	3 601,60	OK

b. **Dimensionnement du 2eme type de poteau :** le 2eme type est le poteau intermédiaire carre qui repose sur le plancher corps creux comme montre la figure suivante.

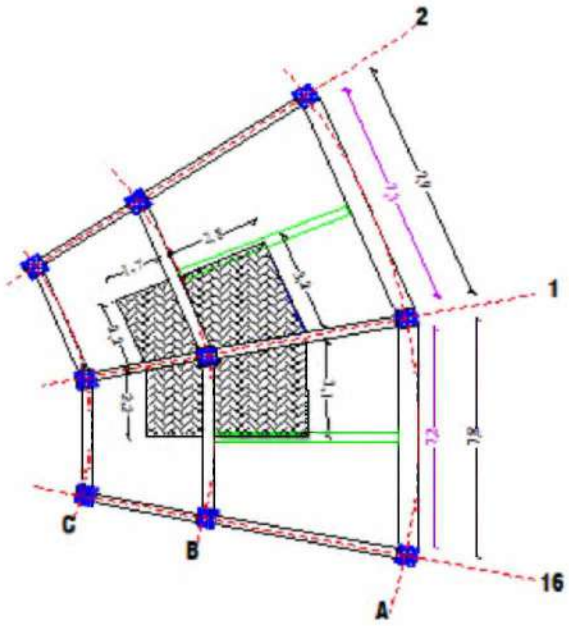


Figure II-9: vue en plan du **de 3eme type de Poteau**

St=28.56 m²

Sp=23.34 m²

Tableau II-18 : Prédimensionnement de 3eme type des poteaux (bloc B) :

niveau	élément	charge unitaire (KN/m2		charge de l'étage (KN)		Charge cumulée (KN)	Dégre-ssion	l'effort normal Nu (KN)	1,1Nu
		g	q	G	Q	G	Q'		
7	planche	7,26	1,50	169,45	42,84	244,86	42,84	394,82	434,30
	p+pp+ps	25,00		75,41					
	totale			244,86					
6	planche	6,61	2,50	154,16	71,40	474,43	114,24	811,85	893,03
	p+pp+ps	25,00		75,41					
	totale			229,57					
5	planche	6,61	2,50	154,16	71,40	704,01	178,50	1 218,16	1 339,98
	p+pp+ps	25,00		75,41					
	totale			229,57					
4	planche	6,61	2,50	154,16	71,40	933,58	235,62	1 613,76	1 775,14
	p+pp+ps	25,00		75,41					
	totale			229,57					
3	planche	6,61	2,50	154,16	71,40	1 163,15	285,60	1 998,66	2 198,52
	p+pp+ps	25,00		75,41					
	totale			229,57					
2	planche	6,61	2,50	154,16	71,40	1 396,76	328,44	2 378,29	2 616,12
	p+pp+ps	25,00		79,45					
	totale			233,61					
1	planche	6,61	2,50	154,16	71,40	1 634,84	364,14	2 753,24	3 028,56
	p+pp+ps	25,00		83,91					
	totale			238,07					
RDC	planche	6,61	2,50	154,16	71,40	1 872,91	392,70	3 117,48	3 429,23
	p+pp+ps	25,00		83,91					
	totale			238,07					
SS	planche	6,61	2,50	154,16	71,40	2 110,98	414,12	3 471,01	3 818,11
	p+pp+ps	25,00		83,91					
	totale			238,07					

Tableau II-19 : vérification de dimension de 3^{ier} type des poteaux :

Niveau	h (cm)	b (cm)	section (cm^2)	Br (cm^2)	L (m)	L f (m)	i cm	λ	α	$\overline{Nu}$ (KN)	Nu (KN)	
7	45	45	202,5	184900	3,4	2,38	12,99	18,32	0,743	2511,28	434,30	OK
6	45	45	202,5	184900	3,4	2,38	12,99	18,32	0,743	2511,28	893,03	OK
5	45	45	202,5	184900	3,4	2,38	12,99	18,32	0,743	2511,28	1 339,98	OK
4	45	45	202,5	184900	3,4	2,38	12,99	18,32	0,743	2511,28	1 775,14	OK
3	45	45	202,5	184900	3,4	2,38	12,99	18,32	0,743	2511,28	2 198,52	OK
2	55	55	302.5	280900	3,4	2,38	15.88	14.66	0,752	3858.65	2 616,12	OK
1	55	55	302,5	280900	3,4	2,38	15,88	14,99	0,752	3858,65	3 028,56	OK
RDC	55	55	302,5	280900	3,4	2,38	15,88	14,99	0,752	3858,65	3 429,23	OK
SS	55	55	302,5	280900	3,4	2,38	15,88	14,99	0,752	3858,65	3 818,11	OK

- On adopte les sections suivantes pour tout l'étage comme motionne dans le tableau suivant :

Tableau II-20 : section des poteaux :

Type du Poteau	section
Poteau de rive et intermédiaire de S/S, RDC, étage 1 et 2	55*55
Poteau de rive et intermédiaire de l'étage 3-7	45*45

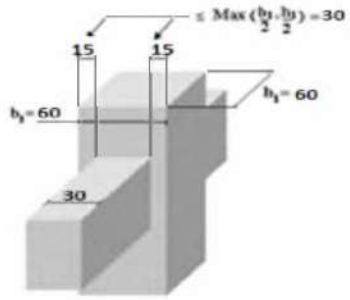
Remarque :
La transmission des moments dans les nœuds s'effectue théoriquement en fonction des inerties des barres concourant au nœud ou plus exactement des raideurs des barres.qui ont déjà vérifié avant.

Tableau II-21: Vérification vis-à-vis du RPA99 version 2003

vérification du RPA	POTEAU	
	poteau (45x45)	
Min (b1*h1) ≥25 cm	45	CV
Min (b1*h1) ≥he/20	45	CV
1/4<b1/h1<4	1	CV
toutes les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA 99 version 2003		

CV : condition vérifié.

II-2-4-5- les dimensions à respecter par les poutres : RPA.99 version 2003 [Art 7.5.1] :



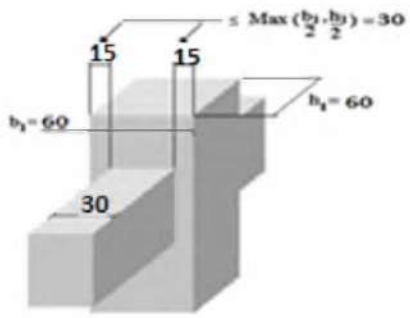


Figure II-10: ***les poutres principales I*** **Figure II-11:** ***les poutres principales II***

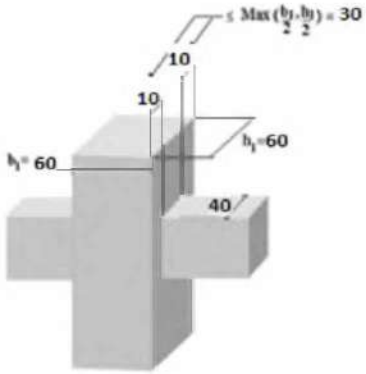


Figure II-12: ***les poutres secondaires I et II***

II- 2-5- Pré dimensionnement des voiles :

II- 2-5-1:Définition :

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

On considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition de RPA version 2003 : $L \geq 4$ a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires, (on appelle un élément voile lorsque l >4 a).

L'RPA.99 version 2003 [Art 7.7.1] exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

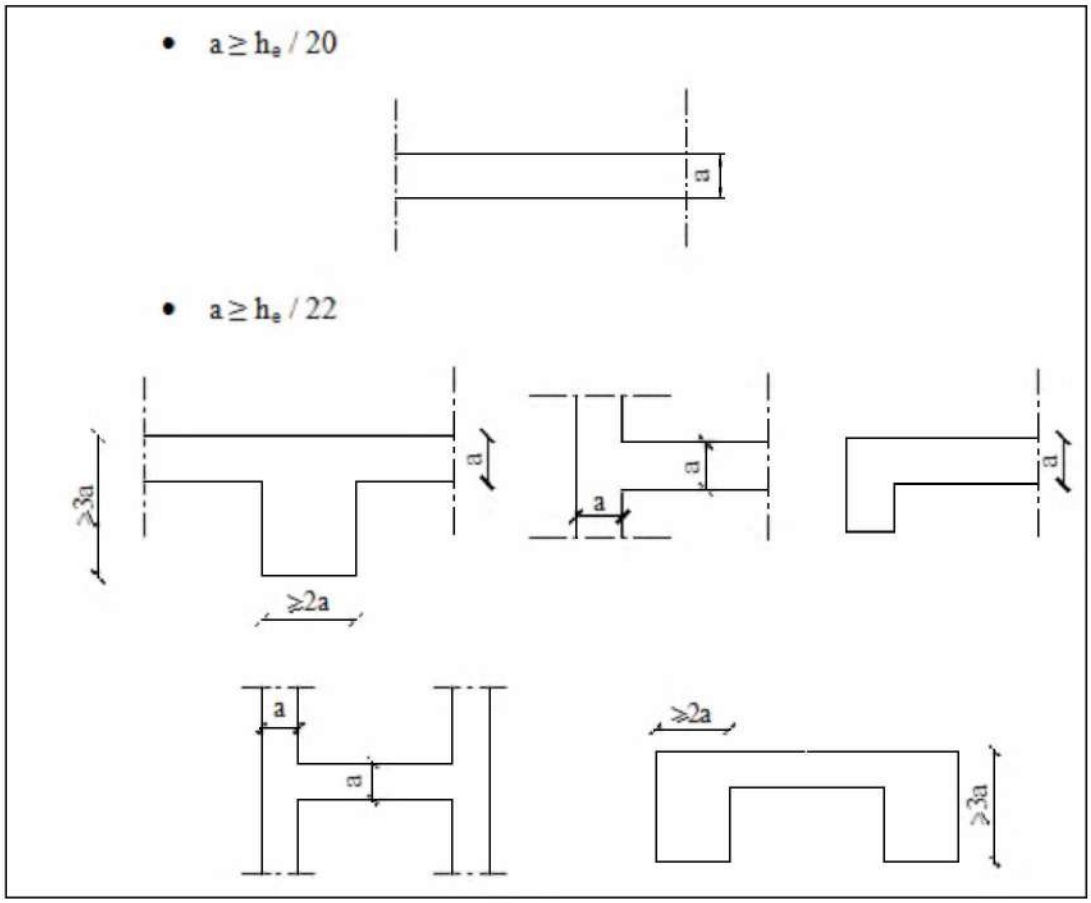


Figure II-13 : vue en plan de voile

Tableau II-22: dimensions des voiles

H_e (m)	Épaisseur (cm)	a (cm)
3.4	13.6 cm	15 cm
L'RPA.99 version 2003 [Art 7.7.1] exige une épaisseur minimale de 15 cm		

II.2.7 Pré dimensionnement des escaliers

II.2.7.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments utilisés pour la circulation verticale des personnes entre les différents étages de la structure (permettent l'accès à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant) et ils constituent une issus de secours importante en cas d'incendie

Dans notre et comme on a déjà ment motionné dans le chapitre précédent, notre structure a trois types d'escaliers. On étudiera chaqu'un à part .tout en commençant par l'escalier du 3 volées.

Pour le Pré dimensionnementdes escaliers on utilise la formule de « François blondel », qui est $M = 2\,h + g$ tel que M est le module (ou le pas) et vaut 2 pieds (64 cm) pour un escalier simple, $h$la hauteur de la marche, et g son giron (distance entre deux nez de marche consécutifs mesurée sur la ligne de foulée)

- On illustre ces nominations dans la figure suivante :

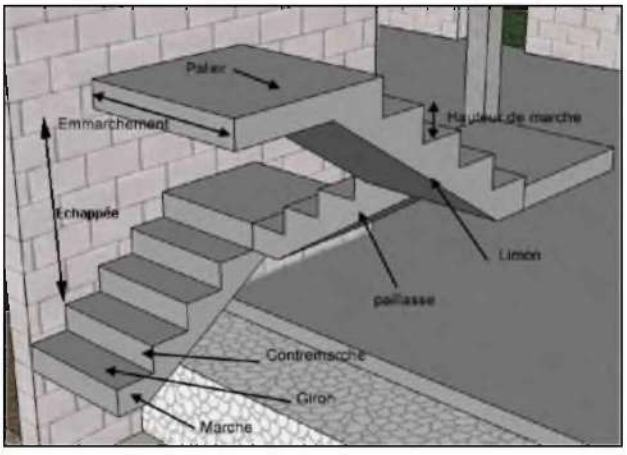


Fig. II.14 : Vue escalier et définition des composants

Ayant $g = 30\ cm$ (d'après l'architecte, mais cette valeur standard est à considérer comme base de calcul).Tout en sachant que $M = 2\ h + g = 64 \Rightarrow 2\ h + 30 = 64 \Rightarrow h = 17\ cm$:

On prend comme valeur standard $h = 17\ cm$

Pour connaitre le nombre de contre marche, on utilise la formule suivante :$N_c = \frac{H}{h}$

Avec : H : la hauteur d'étage, celle-ci étant différente entre les étages alors on aura de différents nombre de contre marche, Cet escalier aura 2 volées et ce comme illustré dans ce qui suit : (Fig. II.14) :

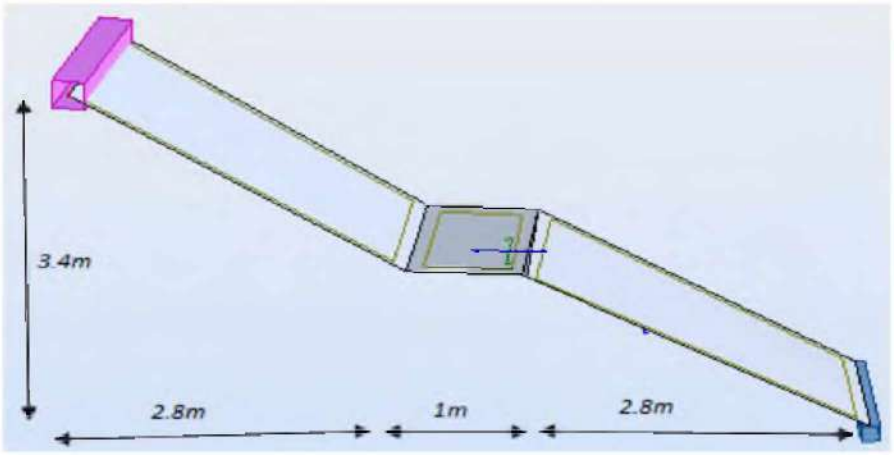


Fig. II.15 : Escalier d'une seule volée.

Comme était le cas pour les deux premiers types d'escaliers, ce dernier escalier lui aussi aura les mêmes formules, et évidement c'est celle de *Blondel,*on prend G=28 cm et h=17 cm. Ainsi, on aura 2 volés, afin d'assurer un confort pour l'utilisateur, le premier et le deuxième volé auront *10* contre marches, avec un emmarchement de *1.60 m*, dans tous les étages.

.Pour cet escalier on prend aussi celui ayant la plus grande portée :

- Pente des volées :

$$\tan\alpha = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.53°$$

- La longueur des volées :

$$L = \frac{20 * 17}{sin\alpha} = \frac{340}{\sin 29.53} = 689.63\ mm = 6.90\ m$$

- Epaisseur minimale de la paillasse :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

L, est la portée paliers, et les deux volés,

$$L = L_{palier} + 2L_{horizontale\ du\ volé}$$

$$L = 90 + 18 * 30 = 630\ cm$$

$$\Leftrightarrow \frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{630}{35} \leq e \leq \frac{630}{30} \Rightarrow 18 \leq e \leq 21$$

On adopte une épaisseur $e = 20\ cm$.

II-2-7-3-Evaluation des charges et surcharges

- Charges permanentes (pallier)

Tableau III-23: Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.20	25	5.00
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**6.74**

- Charges permanentes (paillasse)

Tableau III-24: Poids propre de la paillasse de l'escalier

- $\alpha=29.54°$

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.20 / cos α	25	5.75
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
		G		**9.615**

- Charge d'exploitation $Q = 2.5\text{KN/m}$

Remarque : Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

Chapitre 3

Calcul des éléments secondaires

Introduction

On entend par élément secondaire tout élément ne contribuant pas à la stabilité de la structure, c'est-à-dire si l'un de ceux-ci est absent la structure sera toujours en équilibre, donc on cite : les escaliers, l'acrotère, les balcons…etc.

III-1- l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il assure la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

III.1.1- Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 90 cm de hauteur.

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

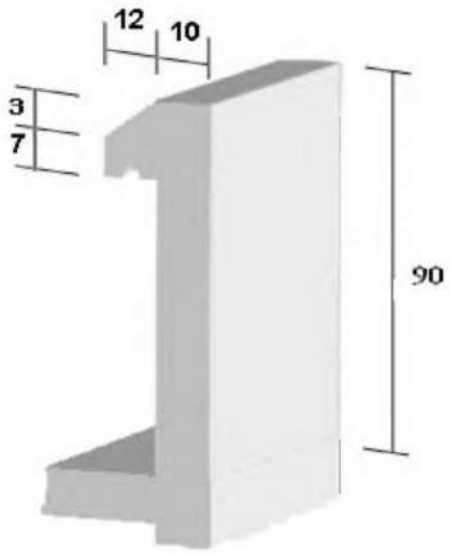


Figure III-1 : L'acrotère

III.1.2- Évaluation des charges et surcharges :

- **Charge permanente**

Poids propre :

$$G = [(0{,}9.0{,}1) + (0{,}12 + 0{,}07).0{,}12/2]25 = 2{,}505\,KN$$

- **Charge d'exploitation**

Vu que le rôle de l'acrotère est de garder les corps, celui ci est soumis, selon l'article 7.7 du DTR BC-22, à la charge variable suivante :Q= 1.5 KN/ml

III.1.2.1 : l'effort sismique

Les règles RPA99v2003, recommandent dans l'article 6.2.3 la prise en compte d'un effort horizontal de calcul Fp, agissant sur les éléments non structuraux et qui se calcul par la formule suivante :

$$F=4\ AC\ W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu à partir du tableau 4.1 des mêmes règles, pour la zone sismique I, et le groupe d'usage 1b, ce coefficient prend la valeur suivante :

$$A = 0.12$$

Cp : facteur de force horizontale, donné par le tableau 6.1 des mêmes règles, et pour le cas des éléments en console, il prend la valeur suivante :

$$C_p=0.8$$

Wp : c'est le poids propre de l'acrotère, dont :

$$W = G = 2.505 \text{ KN/ml}$$

AlorsF=4x0.12x0.8x2.505=0.962 KN/ml

III 1.3 : Calcul des coordonnées du centre de gravité de l'acrotère.

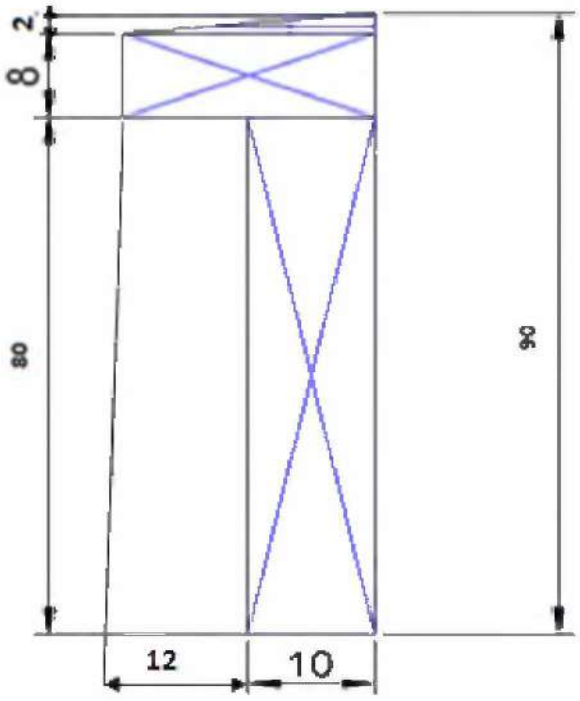


Figure III-2 : dimension de L'acrotère

Avant de procéder au calcul de celui-ci rappelons d'abord la forme géométrique de l'acrotère, qui, sera présenté dans les figures III.1

$$Z_g = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{A_1Y_1 + A_2Y_2 + A_3Y_3}{A_1 + A_2 + A_3} = \frac{(0.1*0.8*0.4) + (0.08*0.22*0.84) + ((0.02*\frac{0.22}{2})*(0.88 + \frac{0.02}{3}))}{(0.1*0.8) + (0.22*0.08) + (0.02*\frac{0.22}{2})}$$

$$Y_g = \frac{\sum AZ}{\sum A} = \frac{A_1Z_1 + A_2Z_2 + A_3Z_3}{A_1 + A_2 + A_3} = \frac{(0.1*0.8*0.0.5) + (0.08*0.22*0.11) + ((0.02*\frac{0.22}{2})*(\frac{0.22}{3}))}{(0.1*0.8) + (0.22*0.08) + (0.02*\frac{0.22}{2})}$$

- Z_g =0.47 m =47 cm
- Y_g =0.067 m =6.10 cm

III.1.4 : Calcul des sollicitations

La section la plus exposé au danger dans cet élément et celle au niveau de l'encastrement, et qui sera sous les sollicitations cité précédemment, on calcul les efforts induits par chaque une de celles-ci :

- Sous G :

$N_G = G = 2.505$ KN/ml

$M_G = G \times Y_g = 2.505 \times (0.067-0.05) = 0.0426$ KN.m/ml

$V_G = 0$

- Sous Q :

$N_Q = 0$ KN/ml

$M_Q = G \times L = 2.505 \times 0.9 = 1.35$ KN.m/ml

$V_Q = Q = 1.5$ kn/ml

- Sous F_p :

$N_E = 0$ KN/ml

$M_E = F_p \times Z_g = 0.962 \times 0.47 = 0.452$ KN.m/ml

$V_E = F_p = 0.962$ kn/ml

Il faut juste noter que le moment produit par la charge G : MG et M_E sont petit par rapport à MQ ; donc :

Ce qui nous mène à prendre en compte le moment et l'effort tranchant max : M et V.

II.1.5 : Combinaison des sollicitations

Etant donné que le poids propre G est stabilisateur pour l'acrotère alors il ne sera pas majoré, ce qui nous donne les combinaisons suivantes :

- **A l'ELU :**

$N= 1.35\ N_G +1.5\ N_Q = 1.35*2.505 +1.5 * 0 = 3.38$ KN/ml

$M= 1.35\ M_G +1.5\ M_Q = 1.35*0.0426 +1.5*(1.35)=2.082$ KN.m/ml

$V_{ser}=1.35\ V_G+ 1.5\ V_Q = 1.5*1.5 =2.25$ KN/ml

- **A l'ELS :**

$N= N_G +N_Q = 2.505 + 0 = 2.505$ KN/ml

$M= M_G + M_Q = 0.0426 + 1.35= 1.3926$ KN.m/ml

$V_E=V_G+ V_Q = 1.5$ KN/ml

III.1.6 : Ferraillage de l'acrotère à l'ELU

La section de calcul est schématisée dans la figure suivante, dont :

h = 10 cm, c = 2 cm, b = 100 cm, d = 8 cm.

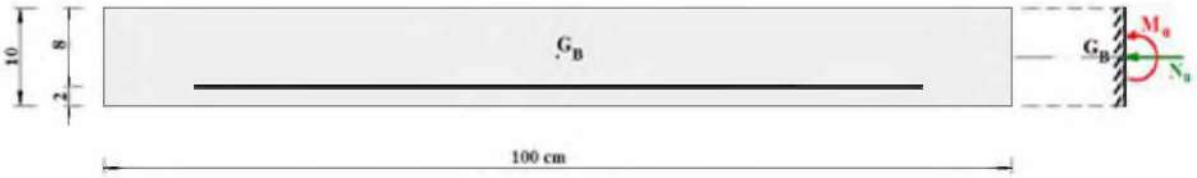


Figure III-3 : schémas de l'acrotère

III.1.6.1 Détermination de l'excentricité de calcul

D'après l'article A.4.3.5 des règles CBA93, les sections sollicitées en flexion composée avec compression, doivent être vérifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, mais si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max\left\{15 \text{ et } 20x\frac{e_1}{h}\right\} \qquad (*)$$

Ces sections peuvent être vérifiées uniquement en flexion composée, à condition qu'on prenne en compte forfaitairement les effets de second ordre, on additionnant l'excentricité e2 à e1 et ea.

Dont :

e_1 : est l'excentricité du premier ordre, avant application des excentricités additionnelles, elle est donnée par :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.082}{3.38} = 0.54\ \text{m} = 54\ \text{cm}$$

ea : excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométriques initiales de l'élément, elle se détermine par :

$$e_a = \max\left\{2\ \text{cm et}\ \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2\ \text{et}\ \frac{90}{250}\right\} = 2\ \text{cm} = 0.02\ \text{m}$$

L_f: est la longueur de flambement de l'acrotère (console verticale), donc :

$L_f = 2\ L$ donc $Lf = 2x\ 0.9 = 1.8$ m

$$\frac{L_f}{h} = \frac{1.8}{0.1} = 18 < max\left\{15\ \text{et}\ 20x\frac{0.403}{0.1}\right\} = 80.6 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Doncl'excentricité de calcul sera : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_2 : excentricité forfaitaire qui tient compte l'effet du second ordre lié à la déformation de la structure, est elle se calcul comme suit : $e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h}(2 + \alpha\varphi)$

Où : Φ : rapport de la déformation finale de fluage à la déformation initiale instantané, généralement il est pris égal à 2,

α: rapport entre moments, calculer par :

$$\alpha = \frac{M_G}{1.5M_Q + M_G} = \frac{0.0426}{0.0426 + 1.5x1.35} = 0.020$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.8^2}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 0.020x2) = 19.82\ 10^{-3}\ \text{m} = 1.98\ \text{cm}$$

Par conséquent : $e = 0.54 + 0.02 + 0.0198 = 0.5798$ m = 58 cm

III.1.6.2 Position du centre de pression

Pour préciser si la section est entièrement ou partiellement comprimée, on compare l'excentricité e avec la frontière du noyau centrale de la section, c'est-à-dire :

$$e = 49\ \text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66\text{cm}$$

Cela veut dire que le centre de pression est en dehors du noyau central, donc la section est partiellement comprimée, ainsi le calcul de ferraillage s'effectuera en flexion simple sous le moment fictif Muf qui se calcul comme suit :

$$M_{u_f} = M_u + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u\left(e + d - \frac{h}{2}\right) = 3.38\left(0.58 + 0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 2.39\ \text{KN.m/ml}$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25\ \text{MPa}, \\ \text{acier FeE400.} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.392$$

Puits on calcul le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u_f}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.39}{1 \times 0.08^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.026 < \mu_{lu} = 0.392$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire, c'est-à-dire : A's =0

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire, c'est-à-dire : $A'_{s_f} = 0$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}\right) = 0.0329$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08(1 - 0.4 \times 0.025) = 0.0789\ \text{m}$$

Comme : $\alpha = 0.025 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, c'est-à-dire :

Comme :$\alpha = 0.025 < 0.259$ l'ELU est atteint en pivot A, c'est-à-dire :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10‰ \\ \varepsilon_{bc} < 3.5‰ \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348\ \text{MPa} \end{cases}$$

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A_{s_f} = \frac{M_{u_f}}{Z_d\,\sigma_s} = \frac{2.39}{0.0789 \times 348 \times 10^3} = 8.7\ 10^{-5}\ \text{m}^2 = 0.87\ \text{cm}^2$$

Le ferraillage réel en flexion composée se déduit, donc du ferraillage fictif comme suit :

$$\begin{cases} A'_s = A'_{s_f} = 0 \\ A_s = A_{s_f} - \dfrac{N_u}{\sigma_{su}} = 8.70\ 10^{-5} - \dfrac{3.38}{348 \times 10^3} = 7.728\ 10^{-5}\ m^2 = 0.772\ cm^2 \end{cases}$$

III.1.6.3 Le ferraillage minimal

Le ferraillage minimal en flexion composée est la plus grande des deux valeurs obtenues par l'application de la règle de millième et la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s_{min}} = \max\left\{\frac{b\ h}{1000}, 0.23\ b\ d\ \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = \max\left\{\frac{100 \times 10}{1000}, 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400}\right\} = 1\ cm^2$$

Donc : $A_s = \max\{A_{s_{min}}, A_s^{ELU}\} = \max\{1, 0.772\} = 1\ cm^2$

III.1.6.4 Description des armatures

a- Armatures principales

L'espacement des armatures principales sera de 20 cm, ce qui vérifie la condition suivante :

Fissuration préjudiciable $\rightarrow s_t \leq \min\{2h, 25\ cm\} = \min\{2 \times 10, 25\} = 20\ cm$

Comme : $A_s = 1\ cm^2 \rightarrow on adopte : 10\ T\ 10 de section A_s = 7.76\ cm^2$

$pour les armatures supérieures et inférieures, avec un espacement de\ 20cm.$

Et en généralise pour toute la longueur de l'acrotère.

b- Armatures de répartition

Selon l'article A.8.2.4.1 du CBA 93, la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales, par la baie de la formule suivante :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow \text{pour le cas des charges non concentrées,}$$

Donc : Pour 1m de langueur on a :

$$A_r \geq \frac{7.86}{4} = 1.965\ cm^2 \rightarrow \text{ on adopte : } 8\ T\ 10 \text{ avec : } A_r = 6.28\ cm^2$$

L'espacement des armatures de répartition sera de 15 cm.

III.1.6.5 Vérification du diamètre des armatures

Le diamètre adopté pour les armatures des de sens, doit vérifié la condition suivante :

$$\varphi \leq \frac{h}{10} \rightarrow \varphi = 0.8\,cm < \frac{h}{10} = \frac{10}{10} = 1\,cm \qquad \text{Condition vérifiée}$$

III.1.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

On doit vérifier que : $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2\,f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = 201.633\ \text{MPa} \cong 202\ \text{MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6\,f_{c28} = 15\ \text{MPa}. \end{cases}$$

- Calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s :

Pour le cas de la flexion composée, et pour une section partiellement comprimée, le calcul des contraintes dans le béton et dans l'acier, s'effectue de la façon suivante :

$$c = \frac{h}{2} - e$$

Avec : $$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.3926}{2.505} = 0.556\ \text{m}$$

$$\Rightarrow c = \frac{0.1}{2} - 0.556 = -0.506\ \text{m}$$

On calcul les deux termes p et q comme suit :

$$\begin{cases} p = -3\,c^2 - 90\,A'_s\frac{(c-d')}{b} + 90\,A_s\frac{(d-c)}{b} \\ q = -2\,c^3 - 90\,A'_s\frac{(c-d')^2}{b} - 90\,A_s\frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

$$\text{Où : } A'_s = 0$$

$$\begin{cases} p = -3\,(-0.506)^2 + 90 \times 2.31\,10^{-4}\dfrac{(0.08+0.506)^2}{1} = -0.76 \\ q = -2\,(-0.506)^3 - 90 \times 2.31\,10^{-4}\dfrac{(0.08+0.506)^2}{1} = 0.25 \end{cases}$$

Puits on résolue l'équation : $z^3 + p\,z + q = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4\,p^3}{27} = 0.25^2 + \frac{4\,(-0.76)^3}{27} = -2.53\,10^{-3} < 0$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \begin{cases} \varphi = \text{Arc}\cos\left(\dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}}\right) \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \varphi = \cos^{-1}\left(\dfrac{3 \times 0.25}{2 \times (-0.76)}\sqrt{\dfrac{-3}{-0.76}}\right) \\ a = 2\sqrt{\dfrac{0.76}{3}} \end{cases}$$

Donc on trouve : $\begin{cases} \varphi = 187.35° \\ a = 1.006 \end{cases}$

Les trois solutions de l'équation de degré 3 sont comme suit :

$$\begin{cases} z_1 = a\cos\left(\dfrac{\varphi}{3}\right) = 1.006 \times \cos\left(\dfrac{187.35}{3}\right) = 0.56\ \text{m} \\ z_2 = a\cos\left(\dfrac{\varphi}{3} + 120°\right) = 1.006 \times \cos\left(\dfrac{187.35}{3} + 120\right) = -0.79\ \text{m} \\ z_3 = a\cos\left(\dfrac{\varphi}{3} + 240°\right) = 1.006 \times \cos\left(\dfrac{187.35}{3} + 240\right) = 0.038\ \text{m} \end{cases}$$

On calcul Y_{ser}, la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimé (supérieure) : $y_{ser} = z + c$

Pour z, on choisit parmi les trois solutions précédentes celui qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d \rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 0.08\ \text{m}$$

Alors on prend : $z = z_1 = 0.56\text{m}$,

$$y_{ser} = 0.56 - 0.506 = 0.054 < 0.08\,m$$

En suite en calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b\,y_{ser}^3}{3} + 15\,[A_s(d - y_{ser})^2 + A_s^{'}\,(y_{ser} - d^{'})^2]$$

$$\rightarrow I = \frac{1 \times 0.054^3}{3} + 15 \times 2.31\ 10^{-4}(0.08 - 0.054)^2 = 5.47\ 10^{-5} m^4$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{z\ N_{ser}}{I} y_{ser} \\ \sigma_s = 15 \dfrac{z\ N_{ser}}{I}(d - y_{ser}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{0.56 \times 2.505\ 10^{-3}}{5.47\ 10^{-5}} \times 0.054 \\ \sigma_s = 15 \times \dfrac{0.56 \times 2.505\ 10^{-3}}{5.47\ 10^{-5}} \times (0.08 - 0.054) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.385\ MPa \cong 1.4\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa & \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 10.00\ MPa \cong 10\ MPa < \bar{\sigma}_s = 202\ MPa & \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion : Le ferraillage adopté à l'ELU, est valable pour l'ELS.

III .1.8 Vérification à l'effort tranchant

Suivant l'article A.5.1.1 des règles CBA 93, on doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\begin{cases} \tau_u = \dfrac{V_u}{b_0 d} = \dfrac{2.25\ 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0281\ MPa \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{\dfrac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}, 5\ MPA\right\} = 3.33\ MPa \end{cases}$

Donc : $\tau_u = 0.028 < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$ Condition vérifiée

Cela veut dire que ce n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

III.2. les Plancher :

Comme a été motionné dans le chapitre précédent, notre ouvrage a deux types différents de dalles, une dalle pleine de 20 cm d'épaisseur, et une dalle à corps creux en (16+4). En premier lieu on effectue un calcul des nervures du corps creux, et en second lieu on effectue le calcul de la dalle pleine et leur ferraillage.

III.2.1 Les planchers en corps creux

Pour les planchers, on remarque qu'ils ont tous la même charge permanente hors mis celui de la terrasse, tandis que les charges d'exploitations sont différentes on se contentera d'étudier un seul en détail pour illustré la méthode de calcul.

- Etage courant : $G = 5.85\ Kn/m^2$
- Plancher terrasse accessible $G = 6.32\ Kn/m^2$

III- 2-1-1 -Ferraillage de la dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm ; pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm ; pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

- $sil < 50cm \Longrightarrow A_s > \frac{200}{f_e}(cm^2) f_e enMPa$
- $si \quad 50cm < l < 80cm \Longrightarrow A_s > \frac{4\,l}{f_e}(cm^2)$
- l : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas : $f_e = 520\ MPa\ ; l = 65\ cm$

- $50cm < l < 80cm \Longrightarrow A_s > \frac{4*65}{520} = 0.5\ (cm^2)$

Le diamètre des barres doit être : $\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{4}{10} = 0.4\ cm$

On prend un diamètre $\phi = 6\ mm$ (diamètre minimale disponible) pour les deux sens.

On prend $(3\phi 6)$ de surface $A_{S1} = 0.85cm^2$ avec un espacement

$$St = 15\ cm \leq 20 \qquad \text{Condition verifieé}$$

Donc : pour $1ml$ on prend $7\phi 6\ /ml$ de surface $A_s = 1.98cm^2$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent vérifiée :

$$A_{s2} \leq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1.98}{2} = 0.99\ cm^2$$

$Soit\ 4\phi 6$ Avec un espacement $St = 15cm$

Donc pour la dalle de compression, on adopte un treille soudé d'un quadrillage à maille de 150*150 mm suivant les deux sens.

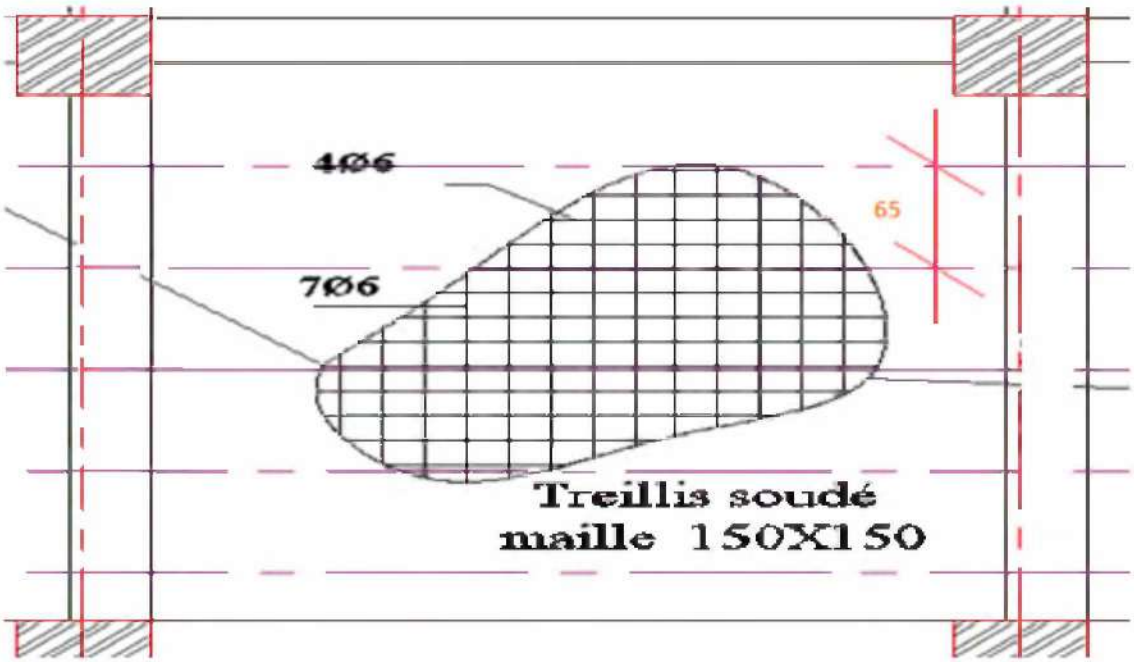


Fig. III.4Détail d'un treillis soudé

III.2.1.2 : Ferraillage des poutrelles

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes :

- Etape 1: avant coulage.
- Etape 2: après coulage.

A. Avant le coulage

Cette étape consiste à enrober les armatures inférieures par coulage du béton dans la partie inférieure.

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge due à l'ouvrier. Qui est considérer comme une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5xL) kN,

B. Après coulage :

Après le coulage du béton du plancher, la poutrelle initialement isostatique devient continue, et peut être étudiée en flexion simple, soit comme section rectangulaire de largeur b = 100mm et de hauteur la hauteur du plancher h=200mm.

On fera une étude sur le plancher de tous les cas des étages.

Ces chargement sont donné au mettre linéaire, ce qu'on cherche c'est le chargement revenant à chaque entrevous soit avec une largeur de 0.65m. Les charges sont résumées après dans le tableau suivant :

Tableau III-3: Actions de calcul des poutrelles après coulage :

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.32*0.65=4.108	1,5*0.65=0.975	7	5.083
Courant	5.85*0.65=3.80	2,5*0.65=1,625	7.57	5.425

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable.

On a deux types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 1 seule travée. (Axe 8-9 , file B)
- Poutrelle à deux travées. (Axe8-9, file A)

III.2.1.2.1 : Méthodes de calcul :

III.2.1.2.1. a. La méthode forfaitaire :

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

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

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5\ kn. \end{cases}$$

- 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.

- **Exposé de la méthode :[1]**

On désigne chaque travée par :

Pour chaque travée, on pose : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

- M_0le moment fléchissant isostatique de la travée considérée.
- M_w et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- Mt le moment maximal en travée en prenant en compte la continuité.

On doit avoir :

- $M_t + \frac{M_w+M_e}{2} \geq \max\begin{cases}(1+0.3\,\alpha)M_0 \\ 1.05\,M_0\end{cases}$ .....(1)

Les valeurs prise pour $M_t, M_w et M_e$ doivent vérifier les conditions suivantes :

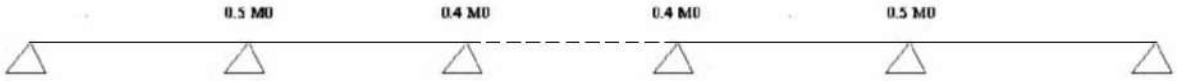
▪ *Travée de rive :*

$$Mt \geq \left[\left(\frac{1.02 + 0.3\,\alpha}{2} \right) M_0 \right] \ldots\ldots (2)$$

▪ *Travée intermédiaire :*

$$Mt \geq \left[\left(\frac{1 + 0.3\,\alpha}{2} \right) M_0 \right] \ldots\ldots (3)$$

• *Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :*



- L'effort tranchant

$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$ T_e : effort tranchant à droite de la travée.

III.2.1.2.1.b. Méthode de CAQUOT : [1]

Pour une poutre continue sur (n) appuis, la méthode des 3 moments aboutit à résoudre un système de (n-1) équations à (n-1) inconnues qui sont les moments sur les appuis. La méthode de calcul par Albert Caquot (1881-1976) part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considéré.

Portées de calcul (selon Caquot)

· Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (L*w*) et à droite (L*e*)

· On détache de chaque coté des appuis des travées fictives de longueur L*w et* Le

Le principe de méthode Caquot est celle de charge et décharge on doit donner un schéma explicatif pour un seul portique. (Cas d'un portique a 3 travées).

L*w et* Le = 0.8 L pour les travées intermédiaires.

L*w et* Le = L pour les travées de rives sans console.

- **Détermination du moment minimum à l'appui (Ma)** : On obtient le moment min à l'appui en déchargeant les deux travées adjacentes à cet appui.
- **Détermination du moment maximum à l'appui (Ma)** : On obtient le moment max à l'appui en surchargeant les deux travées adjacentes à cet appui.
- **Détermination du moment maximum en travée** Mt : On obtient le moment max en une travée en la surchargeant la travée adjacente.
- **Détermination du moment minimum en travée** Mt : On obtient le moment min en une travée en la déchargeant la travée adjacente.

Tableau III-4: calcul des sollicitations par la méthode Caquot:

Moment isostatique Mo	$\mathbf{ql^2/8}$	
Moment en travée Mt	$\frac{ql^2}{8} - (\frac{Mw + Me}{2})$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)/(8.5(l_w' + l_e'))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(\frac{ql}{2}) + (\frac{Mw - Me}{l})$
	Te	$-(\frac{ql}{2}) + (\frac{Mw - Me}{l})$

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.1.2.1.c calcul des sollicitations :

ELU :

- vérification de la validité de la méthode forfaitaire

• 1ère condition : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou $5\ KN/ml$

$G = 4.108 KN/ml \quad Q = 2.5\ KN/ml$ Condition vérifiée

• 2ème condition : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées. *Condition vérifiée*

$I = Cte$ Pour toutes les travées

• 3ème condition : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

Condition vérifiée $0{,}8 \leq li / li + 1 \leq 1{,}25$

• 4ème condition : La fissuration est peu nuisible. *Condition vérifiée.*

Donc on la méthode forfaitaire est belle et bien valide, donc on pourra l'appliquer.

- calcul des sollicitations :

- Étage courant : G=3.80 kN.m Q=1.625 kN.m.

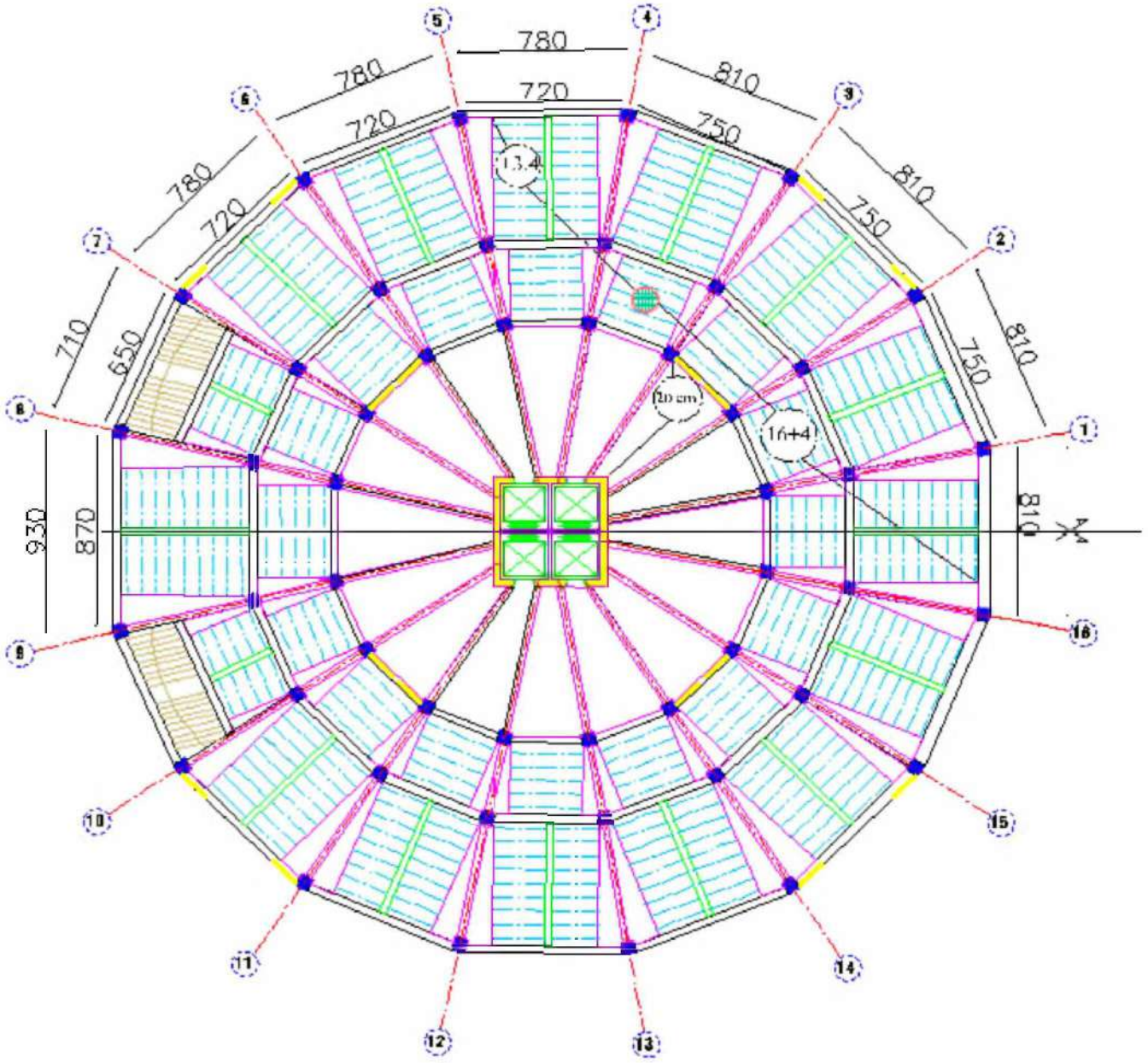
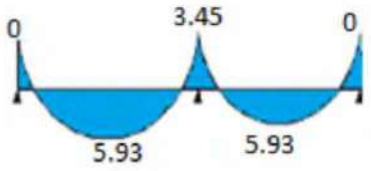


Figure III-5 : coffrage plancher

Poutrelle de L=2.7 m (axe 8-9, file A) :

Tableau III-5 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M_0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)	Tw (KN)	Te (KN)
1	7,57	2,70	6,90	0,30	5,93	0,00	3,45	8,49	-11,94
2	7,57	2,70	6,90	0,30	5,93	3,45	0,00	11,94	-8,49



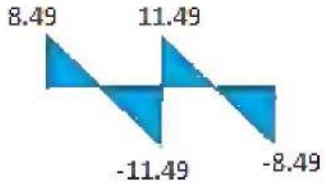
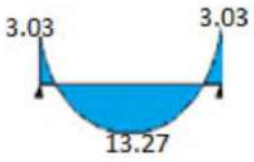


Fig.III.6 : diagramme du momentFig.III.7 : diagramme de l'effort tranchant

- Poutrelle de L=4 m (Axe 8-9, file B).

Tableau III-6: Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELU)

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)	Tw (KN)	Te (KN)
1	7,57	4,00	15,14	0,19	13,27	3,03	3,03	15,14	-15,14



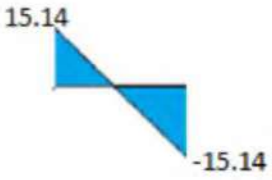


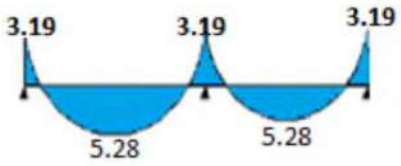
Fig.III.8 : diagramme du moment Fig.III.9 : diagramme de l'effort tranchant

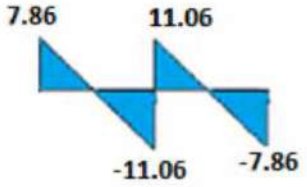
-Terrasse : G=4.108 kN.m Q=0.975 kN.m

- Poutrelle L=2.7 m (axe 8-9, file A)

Tableau III-7 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELU)

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)	Tw KN)	Te (KN)
1	7,01	2,70	6,39	0,19	5,28	0,00	3,19	7,86	-11,06
2	7,01	2,70	6,39	0,19	5,28	3,19	0,00	11,06	-7,86



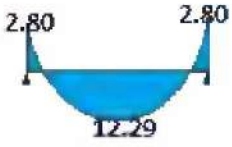


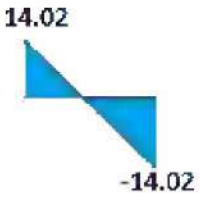
III.10 : diagramme du moment Fig.III.11 : diagramme de l'effort tranchant

- Poutrelle de L=4 m (axe 8-9, file B) :

Tableau III-8 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELU)

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)	Tw (KN)	Te (KN)
1	7,01	4,00	14,02	0,19	12,29	2,80	2,80	14,02	-14,02





III.12 : diagramme du moment Fig.III.13 : diagramme de l'effort tranchant

ELS :

On a cites avant qu'on utilise la méthodeCaquot.

- étage courant :

- Poutrelle L=2.7 m (axe8-9, fileA)

Tableau III-9 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELU)

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)
1	6,18	2,70	5,63	0,19	4,65	0,00	2,81
2	6,18	2,70	5,63	0,19	4,65	2,81	0,00

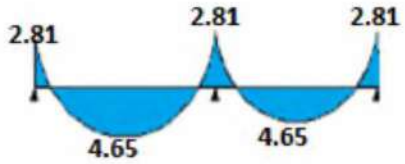


Fig.III.14 : diagramme du moment de poutrelle

- Poutrelle L=4 m (axe 8-9, file B)

Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à une seule travée (ELS)

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)
1	5,43	4,00	10,85	0,19	9,52	2,17	2,17

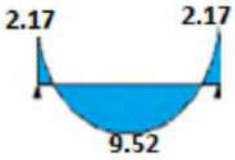


Fig.III.15 : diagramme du moment de poutrelle

1-Terrasse :

Poutrelle de L=2.7 m (axe 8-9 , file A) :

Tableau III-11 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à une seule travée (ELS)

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)
1	5,08	2,70	4,63	0,19	3,83	0,00	2,31
2	5,08	2,70	4,63	0,19	3,83	2,31	0,00

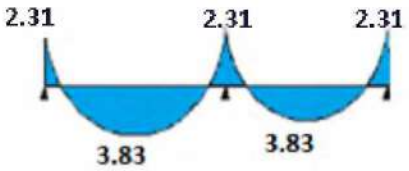


Fig.III.16 : diagramme du moment de poutrelle

Poutrelle de L=4 m (axe 8-9, file B) :

Tableau III-12 : Différentes sollicitations dans les poutrelles à 6 travées (ELS)

travées	Pu (kn/m)	L(m)	M0 (KN m)	α	Mt (kn/m)	Mw (KN m)	Me (KN m)
1	5,08	4,00	10,17	0,19	8,92	2,03	2,03

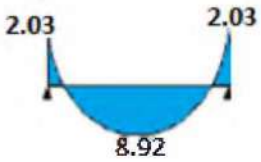


Fig.III.17 : diagramme du moment de poutrelle

III.2-1-3. Récapitulations

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

Tableau III-13: Récapitulations des efforts :

	ELU			ELS	
	Ma (kN.m)	**Mt (kN.m)**	**Tu (kN)**	**Ma (kN.m)**	**Mt (kN.m)**
Sollicitations	3.45	13.27	15.14	2.81	9.52
référence	Poutrelle à une seule travée, Type 2	Poutrelle à une seule travée, Type 2	Poutrelle à une seule travée, Type 2	Poutrelle à une seule travée, Type 2	Poutrelle à une seule travée, Type 2

III.2.1.4 : Calcul du ferraillage :

A- une fois les diagrammes des moments et efforts tranchants trouvés, on passe au ferraillage, dans un premier lieu ; il faut chercher le cas limite ou l'axe neutre est situé au raccord entre nervure et table.

$$\text{On a : } \alpha = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$$

On doit déterminera μ et le moment capable pour les deux blocs on résume les calculs dans le tableau suivante :

$$\alpha = 0.22 \Rightarrow \mu = 1.14\alpha - 057\alpha^2 - 0.07 = 0.153$$

Puis on calcul le moment capable de la table :

$$M_t = \mu \ bd^2 f_{bc}$$

$$M_t = 0.153 * 0.65 * 0.18^2 * 14.20 * 10^3 = 45.75\ KN.m\ .$$

$$M_{tu} = 13.23\ KN.m < M_t = 45.75\ KN.m$$

On remarque que le moment capable par table est plus grand par apport que celle du moment calculée .Donc l'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table.

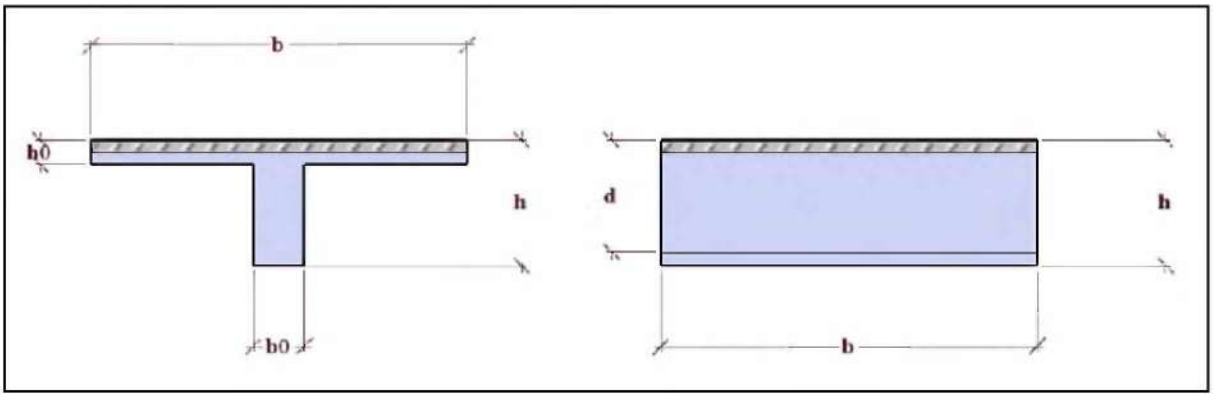


Fig.III.18 : Calcul d'une section en T

- a-En travée :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.27 * 10^{-3}}{0.65 * 0.18^2 * 14.20} \Rightarrow \mu = 0.044 < \mu_{lim}$$

$$\Rightarrow \grave{A}_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.044}) \Rightarrow \alpha = 0.056.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.056 = 0.9776$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\sigma_{su}\beta d} = \frac{13.27 * 100}{348 * 18 * 0.977} = 0.22\ cm^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq \left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \Longrightarrow A_{smin} = 1.3\ cm^2$$

$A_s < A_{smin}$, on prend A_{smin}et on choisit (3 T10) de section $A_s = 2.35\ cm^2$

-b- en appui :

$$\mu = \frac{M_{au}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{3.45 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18^2 * 14.20} \Rightarrow \mu = 0.074 < \mu_{lim}.$$

$$\Rightarrow \grave{A}_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.074}) \Rightarrow \alpha = 0.096.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.096 = 0.961$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\sigma_{su}\beta d} = \frac{3.45}{348 * 0.18 * 0.961} = 0.057\ cm^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = max\left\{\frac{b_0 h}{1000}; 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \Rightarrow A_{smin} = 0.217\ cm^2$$

$A_s > A_{smin}$, on prend Aset on choisit (3 T10) de section $A_s = 2.35\ cm^2$

Espacement : d'après RPA99/V2003 [7.5.2.2]

Dans les zones nodales :

$$St = min\{\ h/4\ ;\ 12\varphi_l\} \Rightarrow St = 5\ cm$$

En de hors de la zone nodale :

$$St \leq h/2 = 10cm \Rightarrow St = 10\ cm$$

c-Vérification de l'effort tranchant à (ELU):

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{15.14 * 10^{-3}}{0.65 * 0.18} = 0.13\ MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5MPa\right\} = 3.33\ MPa$$

Donc :$\tau_u = 0.13Mpa \ < \bar{\tau} = \ 3.33\ Mpa$ condition verifiée

B-Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes : (fissuration peu préjudiciable).

a- en travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.27}{9.52} = 1.39$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 > \alpha = 0.040$$

On a As > As $_{min}$ onadopt3T12 pour le bloc B de section As=2.82 cm².

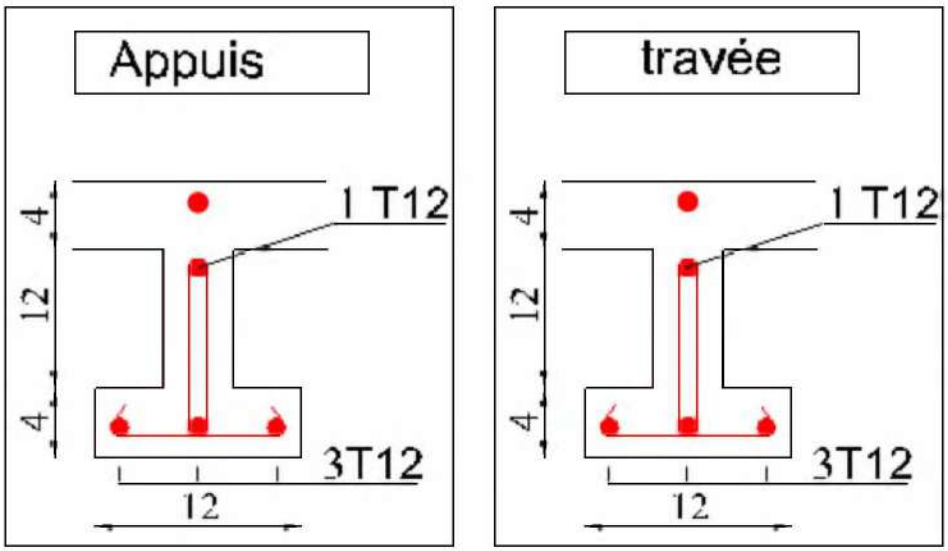


Fig.III.19 : ferraillage des poutrelles

III.3Dalle pleine

III.3.1 Principe de calcul :

La dalle pleine : est un ouvrage porteur horizontal en béton arme, d'épaisseur faible par rapport a ses autres dimensions dans notre cas l'épaisseur est 20cm



Fig. III.20: **Ferraillage dalle pleine**

D'abord il faut déterminer la méthode de calcul qui sera utilisée (méthode forfaitaire ou par ligne de rupture) et puis on calcul le rapport α, qui est le rapport de la petite dimension du panneau à la plus grande, ce qui nous permet de distinguer si ce panneau travaille suivant un ou deux sens.
La fissuration sera considérée comme peu préjudiciable.

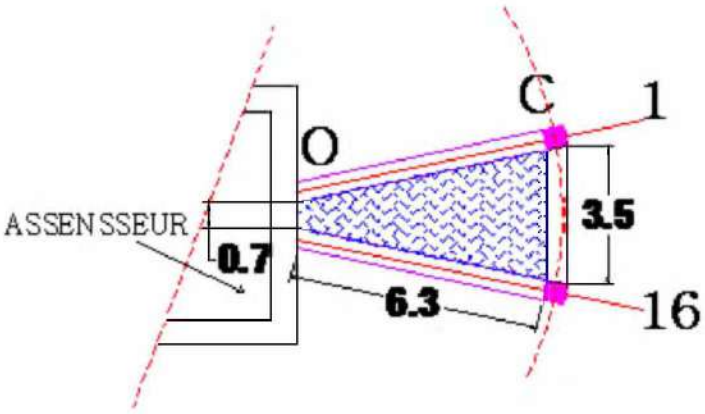


Fig. III.21 :**schéma de dalle pleine**

Notre panneau est un panneau intermédiaire encastrée sur leur conteur. On le considère comme un triangle.

- **méthode ligne de rupture :**

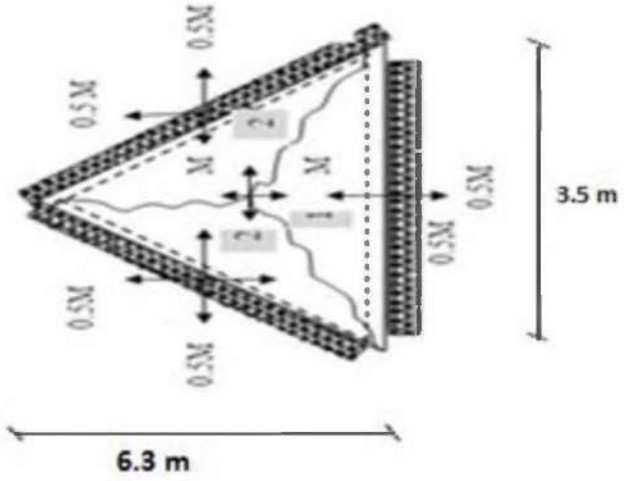


Fig. III.22 :schéma statique de sollicitation

- les moments aux niveaux des appuis sont en fonction du sens porteur ou non porteur.

$$\begin{cases} L_x = 3.5m \\ L_y = 6.3\ m \\ \rho = \dfrac{L_x}{L_y} = \dfrac{3.5}{6.3} = 0.55 > 0.4 \end{cases}$$

Donc la dalle travail selon deux directions.

a-Travail externe :

- $T_{ext}^1 = qs_1 f_{cdg}^1$
- $T_{ext}^2 = qs_2 f_{cdg}^2$

Tab. III.14 : Travail externe :

élément	Aire de charge	Déplacement de CG	Travail externe pour la charge q_u
1	1.75 y	$f/_3$	0.58q.f.y
2	5.51	$f/_3$	3.675 f
			$\sum$ T = 3.675 qf+0.58 qfy

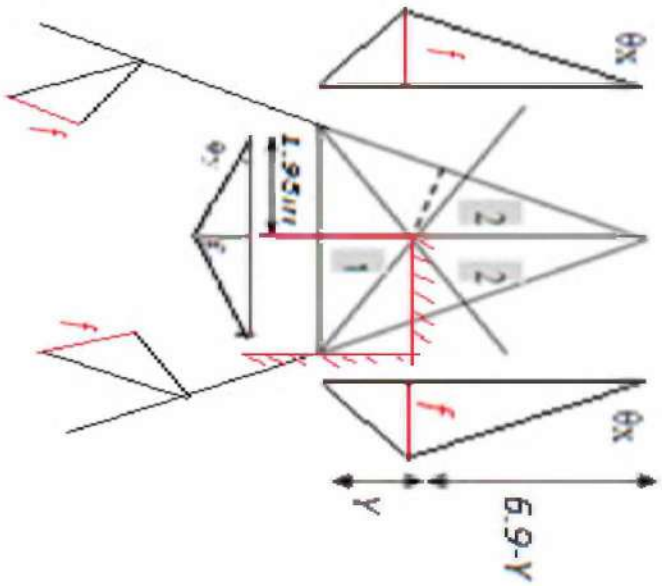


Fig. III.23 :schéma statique des travaux externe.

- Travail interne :

Mx=M_0 My= M_0

$T_{int}^1 = M_y L_x \theta_y$ et $T_{int}^1 = M_x L_y \theta_x$

$$\theta_y = \frac{f}{l_x/2}\theta_{x1} = \frac{f}{y}\theta_{x2} = \frac{f}{l-y}$$

Tab.III.15 :Travail interne

Eléments		Moment de rupture M	Longueur de ligne de rupture L	Rotation θ	Travail interne M.L.θ
1	+	M	3.5	$\frac{2f}{3.5}$	2 M f
	-	0.5M	3.5	$\frac{2f}{3.5}$	1 M f
2	+	M	6.3	$\frac{f}{y}$	$12.6M\frac{f}{y}$.
	-	0.5 M	6.3	$\frac{f}{y}$	$6.3M.\frac{f}{y}$.
					$\sum T=3M.f+18.9\ M\frac{f}{y}$

- Principe de travail virtuel :

Travail externe = travail interne ;

$3.675\ q.f + 0.58 q.y.f = 3M.f + 18.9\ M.\frac{f}{y} \Rightarrow f\ q\ (3.675+0.58y) = Mf\ (3+18.9/y)$

$$M = \frac{3.675+0.58\ y}{3+\frac{18.9}{y}} q \Rightarrow q = \frac{3+\frac{18.9}{y}}{3.675+0.58\ y} M$$

$$q'_y = 0 \quad \text{Avec : } q = \frac{3+\frac{18.9}{y}}{3.675+0.58\ y} M$$

Pour la fonction q(y) m est constante, et on pose aussi $q(y)=\frac{U(y)}{V(y)}$

Avec : $U(y)= 3 + \frac{18.9}{y}$ et $V(y) = 3.675 + 0.58\,y$

D'où $q' = 0$ donc $u'v - v'u = 0$ avec $u' = \frac{-18.9}{y^2}$ et $v' = 0.58$

$$(\frac{-18.9}{y^2})(3.675 + 0.58\,y) - (0.58)(3 + \frac{18.9}{y}) = 0 \quad \text{.....(*)}$$

$-1.74\ y^2 + -21.92\ y - 69.46 = 0$

On a: $y=5.25$ m et $q = \frac{3+\frac{18.9}{y}}{3.675+0.58\ y} M = 0.99\ M = M$

Donc : $M_u = q_u$

$q_u = 1.35G + 1.5\ Q = 14.98$ KN

• Calcul du ferraillage

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

Tab III.16 : Les données de ferraillage

Béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b= 1.5**	**σ_{bc}= 14.2 MPa**	**e=3 cm**
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 20 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γ_s= 1.15	σs = 348 MPa

On a:ρ= Lx/Ly =3.5/6.3 =0.56

Et $0.4 < 0.56 \leq 1$ donc la dalle travaillant suivant deux directions

Øp$\leq \frac{h}{10}$ =20/10 =2 cm on adopte alors : Øx= Øy=14 mm

dx =h-e-Ø/2=16.3 cm

dy = dx-((Øx+ Øy)/2)=14.9 cm

Tab. III.17 : Calcul des sections de la dalle pleine

		Mu(kN.m)	μ	β	A(cm²)	A choisi	A final(cm²)
Suivant x	Travée	14.98	0.039	0.995	2.65	4 T10	3.14
	Appui	7.49	0.019	0.976	1.35	6 T 8	3.01
Suivant y	Travée	14.98	0.047	0.975	2.96	4 T 10	3.14
	Appui	7.49	0.023	0.988	1.46	6 T 8	3.01
Donc on adopte les barres de T10 pour les armatures inférieures et supérieures							

a-Vérification à l'E.L.S : La fissuration est peu nuisible

$M_{ser} = q_{ser}$

$$q_{ser} = G + Q = 10.82 \text{ KN}$$

- Détermination de la valeur de(y)

$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s(d - c') - n A_S (d - y) = 0$ avec $n = 15$

- Moment d'inertie

$I = \frac{b y^3}{3} + nA'_s (d - c')^2 + n A_s(d - y)^2$

$K = \frac{M_{ser}}{I}$

Tab. III.18 : Vérification à l'E.L.S :

	Suivant X		Suivant y	
	Mt	Ma	Mt	Ma
M_{ser} (kN.m)	10.82	5.41	10.82	5.41
σ_b (MPa)	0.6 x 25=15			
y_1(cm)	3.94	3.86	3.32	4.07
I_G (cm^4)	7195.44	8904.20	7535.71	7493.56
K (N/cm^3)	1503.7	607.57	1435.8	721.96
σ_b (MPa)	5.92	2.35	4.75	2.93
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$	oui	oui	oui	oui

- Condition d'espacement :

Avec un espacement de 20 cm, on vérifie ces deux conditions :

$$\begin{cases} espacement\ suivant\ x\ x \leq min\{3h; 33\ cm\} = \min\{60; 33cm\} = 33\ cm \\ espacement\ suivant\ y\ y \leq min\{4h;\ 45\ cm\} = \min\{80\ ; 45\} = 45\ cm \end{cases}$$

b-Vérification au cisaillement :

Tab. III.19 : Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant y
V	$\frac{PLx.Ly}{2Ly+Lx} = \frac{14.98*3.5*6.3}{2*6.3+3.5}$ =22.52	$\frac{PLx.Ly}{3Ly} = \frac{14.98*3.5*6.3}{3*6.3}$ =17.48
τ_u	$\frac{22.52*10^3}{1000*123}$ =0.183	$\frac{17.48*10^3}{1000*109}$ =0.16
$\tau_{u\ adm}$	$\frac{0.07fcj}{\gamma b} = \frac{0.07(25)}{1.5} = 1.16$	$\frac{0.07fcj}{1.5}$ =1.16 MPa
$\tau_u \leq \tau_{uadm}$	oui	oui

Donc pour notre cas le béton seul doit équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoir pas d'armatures transversales.

- Vérifications préliminaires de la flèche :

Tel que : $M_x = P_u L^2_x/8 = 22.94$kN.m

- Tableau III-20 : Vérifications préliminaires de la flèche :

1ere condition			2eme condition		
$\frac{h}{Lx}$	$\frac{Mt}{20Mx}$	$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20Mx}$	ρ =At/bd	$\frac{2}{fe}$	ρ ≤ 2/fe
0.057	0.032	oui	$1.92*10^{-3}$	0.0050	oui

Donc l'Etat d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

III.4 :L'ascenseur

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

L'ascenseur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur (comme pour notrecas), une trémie verticale fermée (sorte de puits de la bâtisse) en général à l'intérieur de l'édifice.

III.4.1 Ascenseur à traction

Ce type nécessite : construction de la salle des machines (cabanon de toit) ;

Déplacement de motorisation en hauteur.

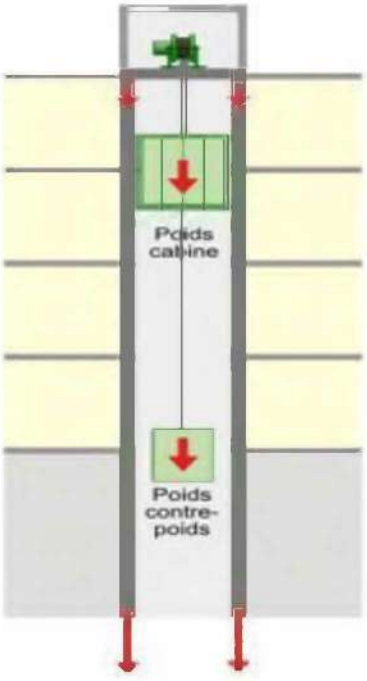


Fig.III.24: Système à traction classique

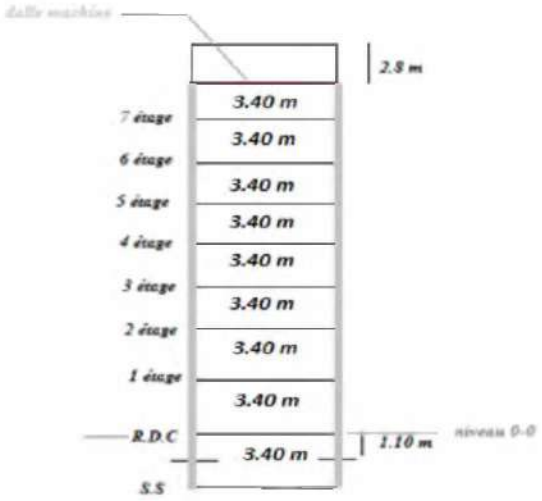


Fig III -25- Schéma représentatif de l'ascenseur

III.4.2 Calcul de la dalle machine

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 ;
- Cabine d'ascenseur.

III.4.2.1 Pré dimensionnement de la dalle machine

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

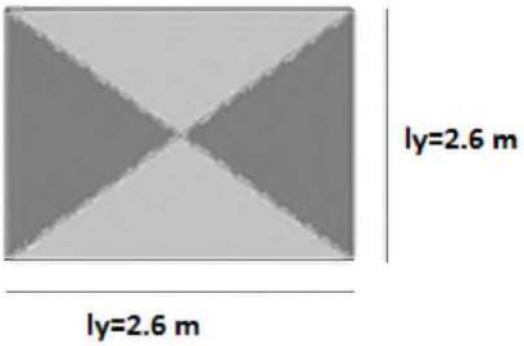


Fig.III.26 : Dimensions de la dalle machine

On va étudiera le cas de bloc B

Nous avons deux conditions à vérifier :

Condition de résistance

$$\frac{Ly}{50} \leq e \leq \frac{Ly}{40} \Rightarrow \frac{260}{50} \leq e \leq \frac{260}{40} \Rightarrow 5.2 \leq e \leq 6.5\ cm$$

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 pour les deux blocs.

II.4.2.2 :Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

▪ Charges permanentes G :

Tab.III.21 : Evaluation de la charge permanente

N°	composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit de ciment	0.02	10	0.36
Total				6.61

▪ Poids de la machine supportée :

➢ q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

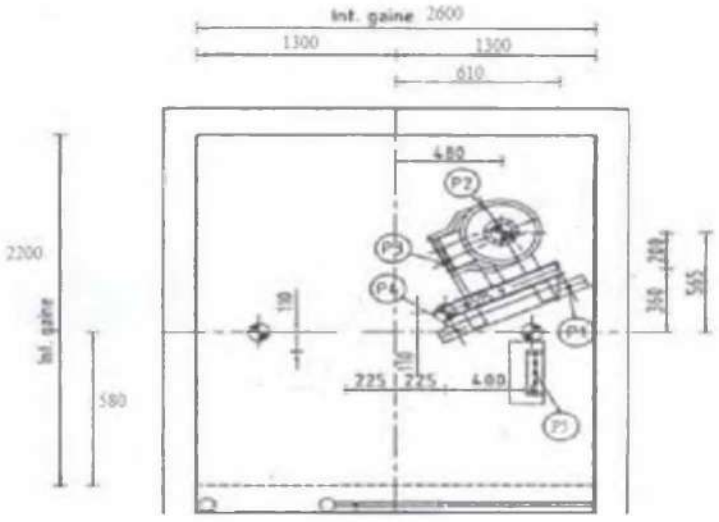


Fig.III.27: Différentes charges agissantes sur la dalle

Tab. III.22 : Les charges concentrées :

P1	P2	P3	P4	P5
4500	3500	7000	9000	2300

$$q = \frac{\Sigma pi}{si} = 4597.9\frac{kg}{m2} = 45.97\ kN/m2$$

G_{tot}=6.61 + 45.97 = 52.58 KN/m²

▪ . La charge d'exploitation Q :

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

Tab.III.23 : Détermination des chargements de la dalle

G KN/m^2	Q KN/m^2	Pu KN/m^2	P_{ser} KN/m^2
52.58	5	78.48	57.58

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

On a:$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2.6}{2.6} = 1$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

III.4.2.3.Méthode de calcul

III.4.2.3.1 Calcule des sollicitations

$M_x = \mu_x q_x l_x^2$

$M_y = \mu_y M_x$

ELU:

μ_x=0.0368⇒ M_x= 19.52KN.m

μ_y=1⇒ M_y= 19.52KN.m

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants

Moment en travée

M_{tx}=M_{ty} = 0.75M_x=14.64KN.m

Moment aux appuis

M_{ay} = M_{ax}= - 0.5M_x= - 9.76KN.m

III.4.2.3.2 : Ferraillage de la dalle

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bonde de 1 m, on aura une section (b*h) = (100x25) cm2qui travaille en flexion simple.

.- Ferraillage en travée

a-Dans le sens L_x :

On a: b = 100cm; h = 25cm; d_x = 0.9h = 22.5cm ; c = 2.5 cm;σ_{bc}= 14.2 MPa;σ_s= 348 MPa;

Tab.III.24 : Résultants de ferraillage en travée (sens L_x)

M_{tx}	μ	$A_s^{'}$	β	$A_s^{cal}(cm2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm2)$
14.64	0.038	0	0.980	2.64	4T10	3.14
A_s^{adp}=3.14>A_s^{min}= 2.5 (cm²), donc A_s^{final}= 4T10=3.14 cm²						

Espacement :

S_t= $\frac{100}{4}$ = 25cm< Min (3h; 33cm) = 33cm (CV).

a- Dans le sens L_y :

On a: b = 100cm; h = 25cm; d = d_x - $\emptyset x$ =21.3cm; c = 2.5cm; σ_{bc}= 14.2 MPa; σ_s= 348 MPa;

Tab.III.25 : Résultants de ferraillage en travée (sens L_y)

M_{ty}	μ	$A_s^{'}$	β	A_s^{cal}	Choix	A_s^{adp}
14.64	0.046	0	0.976	2.89	4T10	3.14
A_s^{adp}= 3.14 >A_s^{min}= 2.5(cm²), donc on choisira 4T10A_s^{final}=3.14cm²						

Espacement :

St= $\frac{100}{4}$ = 25cm < Min (4h; 45cm) = 45 cm (CV).

- **Ferraillage aux appuis**
  - **Dans le sens L_x :**

On a: b = 100cm; h = 25cm; d_x = 0.9h = 22.5cm ; c = 2.5cm;σ_{bc}= 14.2 MPa; σ_s= 348 MPa;

Tab.III.26 : Résultants de ferraillage en appuis (sens L_x)

M_a	μ	A_s'	β	A_s^{cal}	Choix	A_s^{adp}
-9.76	0.025	0	0.987	1.77	4T10	2.36
A_s^{adp}= 2.36< A_s^{min}= 2.5 (cm²), donc A_s^{final}= 4T10 =3.14 cm²						

Espacment:

St = $\frac{100}{4}$ = 25cm < Min (3h; 33cm) = 33cm ..... verifier

St = $\frac{100}{4}$ = 25cm < Min (4h; 45cm) = 45 cm ...Vérifier

- **Dans le sens L_y :**

On a: b = 100cm; h = 25cm; d_x = 0.9h = 22.5cm ; c = 2.5 cm; σ_{bc}= 14.2 MPa; σ_s= 348 MPa;

Tab.III.27 : Résultants de ferraillage en appuis (sens L_y)

M_a	μ	A_s'	β	A_s^{cal}	Choix	A_s^{adp}
-9.76	0.031	0	0.983	2.01	3T10	2.35
A_s^{adp}= 2.35< A_s^{min}= 2.5 (cm²), donc A_s^{final}= 4T10 =3.14 cm²						

Espacement :

St = $\frac{100}{4}$ = 25cm < Min (3h ; 33cm) = 33cm .... Vérifier

St = $\frac{100}{4}$ = 25cm < Min (4h; 45cm) = 45 cm ..... Vérifier

- **Calcule des armatures transversales**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci- dessous est vérifiée :

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \tau_u = \overline{0.05}\, f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2l_y + l_x} = 68.016\text{ KN}$

$T_y = \frac{q_u l_x l_y}{3l_y} = 68.016\text{ KN}$

$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 68.016\text{KN}$

$\tau_u = 0.041\ MPa < 1.25\text{ MPa}\ldots$ vérifié

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

III.4.2.3.3 Vérification à l'ELS

a-/ Vérification des contraintes

Béton

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 25\text{ MPa}$

Acier

$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right) = 240\text{ MPa}$

Avec

$\eta = 1.6$ pour HA ; $f_e = 400$ MPa

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 1$; $q_{ser} = 57.58\text{ KN/m}^2$

- $M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2$
- $M_y = \mu_y M_x$

$\mu_x = 0.0441 \Rightarrow M_x = 15.95\text{KN.m}$

$\mu_y = 1 \Rightarrow M_y = 15.95\text{KN.m}$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moment en travée

M_{tx}= 0.75M_x= 11.97KN.m

M_{ty}= 0.75M_y= -11.97KN.m

- Moment aux appuis

M_{ay} = M_{ax}= - 0.5M_x= - 7.98KN.m

- Détermination de la valeur de(y)

$\frac{b}{2}$ y^{2} + nA'_s(d – c') –n A_S (d – y) = 0 avec n = 15

- Moment d'inertie

I= $\frac{b\,y^3}{3}$ + nA'_s (d – c') 2+ n A_s(d- y) ^{2}

Les résultats trouvés en travée et aux appuis dans les deux sens sont regroupés dans le tableau III.20 suivant :

Tab.III.28 :Vérification des contrainte de la dalle en travée et aux appuis

	M(KN.m)		$A_{s\,cm2}$	A'_scm^2	Y (cm)	I (cm$^{4)}$	σ_b MPa	$\sigma_b \leq \sigma_b$	σ_sMPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
travée	Sens x	11.97	3.14	0	3.47	9145.81	4.54	cv	46.2	cv
	Sens-y	11.97	3.14	0	3.30	6897	5.72	cv	36.9	cv
appuis	-7.98		3.14	0	3.47	9145.81	3.02	cv	27.3	cv

- Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{\mathrm{Lx}} \geq \frac{\mathrm{Mt}}{20\mathrm{Mx}} 0.077 > 0.020 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

$$\frac{A_x}{\mathrm{db}} \leq \frac{2}{f_e}\ 1.92 * 10^{-3} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots cv.$$

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

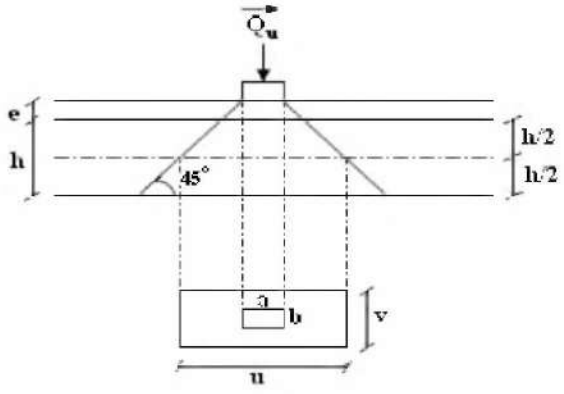
- Vérification de non poinçonnement

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$Q_u \leq 0.045\, x U_c \text{ x h x } \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u=125 kN, γ_b=1.5, f_{cj}= 25 MPa, h = 25 cm,



Uc=2(u+v)

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

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

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

Avec : a = b = e = 0

U_c= 4h =100

Q_u=125< 0.045 $x U_c$ x h x $\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ = 187.5 kN……c.v

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

Avec : a = b = e = 0 U_c= 4h =100

Q_u=125< 0.045 $x U_c$ x h x $\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ = 1875 kN……c.v

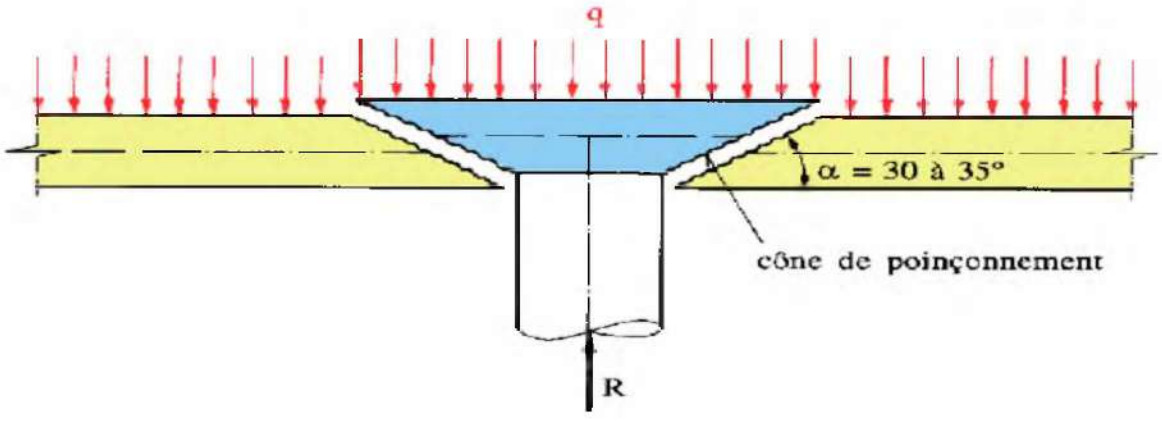


Fig. III.28 : poinçonnement

III.5- Calcul de l'escalier

III -5-1 : Hypothèses de calcul

Les escaliers sont à l'abrie des intempéries, donc la fissuration sera considérée comme peu préjudiciable, ce qui conduit à un calcul de ferraillage à l'ELU suivie d'une vérification des contraintes à l'ELS,

L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchie de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique.

Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tient compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

III.5.1.1 : Etude de la volée:

Pour notre escalier on a choisi une épaisseur de 20 cm et on a vérifié la flèche après on a motionner le cas qu'il vérifier la flèche.

A/ Schéma statique :

Afin de ferrailler cette 2èmetype des escalier (3eme étage ou on a 12 marche) on suit les mêmes étapes qu'on a suivi pour la 1ère volée.(fig.III.42) et (fig.III.43)

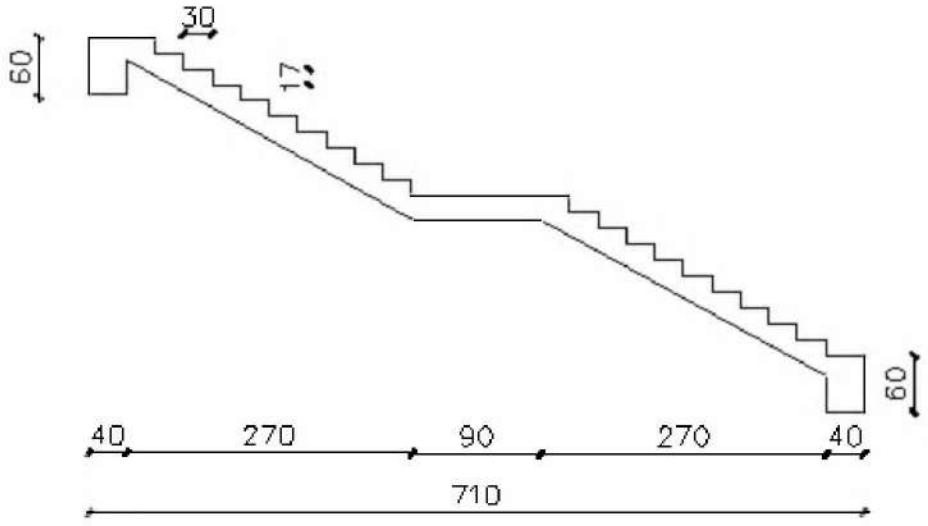


Fig.III.29Vue dela volée

III-5-1-2 Détermination des efforts :

L'E.L.U :

Les équations d'équilibres donnent :
$R_A = 56.89$ KN
$R_B = 56.89$ KN

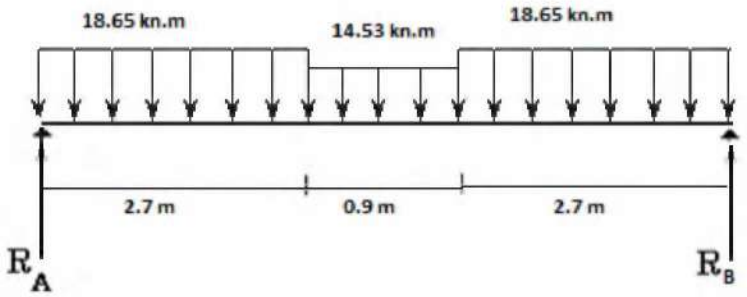


Fig.-III-27 : schéma statique de la sollicitation de l'escalier.

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 56.89x - 9.325x^2 & x \in [0;2.7[\\ M(x) = 56.89x - 50.355(x-1.35) - 7.265(x-2.7)^2 & x \in [2.7;3.6[\end{cases}$$

$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 56.89 - 18.65x & x \in [0;2.7[\\ T(x) = 56.89 - 50.355 - 14.53(x-1.7) & x \in [2.7;3.6[\end{cases}$$

$M_{max} = 90.03$ KN.m à x = 3.15 m

$T_{max} = 56.89$ KN à x = 0m

L'E.L.S :

Les équations d'équilibres donnent :

$R_A = 41.30$ KN
$R_B = 41.30$ KN

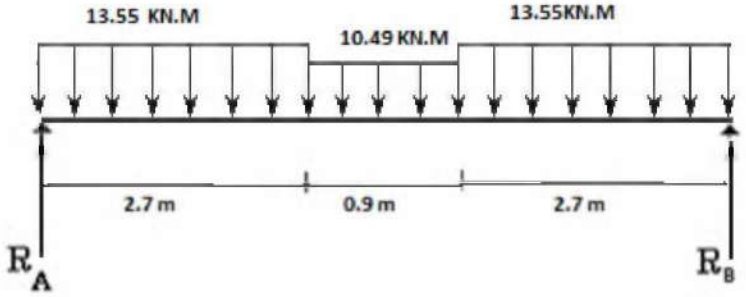


Fig.III-28 : schéma statique de la sollicitation de l'escalier

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 41.30x - 6.775x^2 & x \in [0;2.7[\\ M(x) = 41.30x - 36.58(x-1.35) - 5.245(x-2.7)^2 & x \in [2.7;3.6[\end{cases}$$

$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 41.30 - 13.55x & x \in [0;2.7[\\ T(x) = 41.30 - 36.58 - 10.49(x-2.7) & x \in [2.7;3.6[\end{cases}$$

M_{max} = 60.00KN.m à x = 3.15 m

T_{max} = 41.30 KN à x = 0 m

a- Diagramme des sollicitations :

Tenant compte de l'effet de l'encastrement aux extrémités, et selon l'article **A.8.2, 32** des règles CBA 93 les moments seront ainsi :

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_{appuis} = -0.3M_0} \\ \boldsymbol{M_{travée} = 0.95M_0} \end{cases}$$

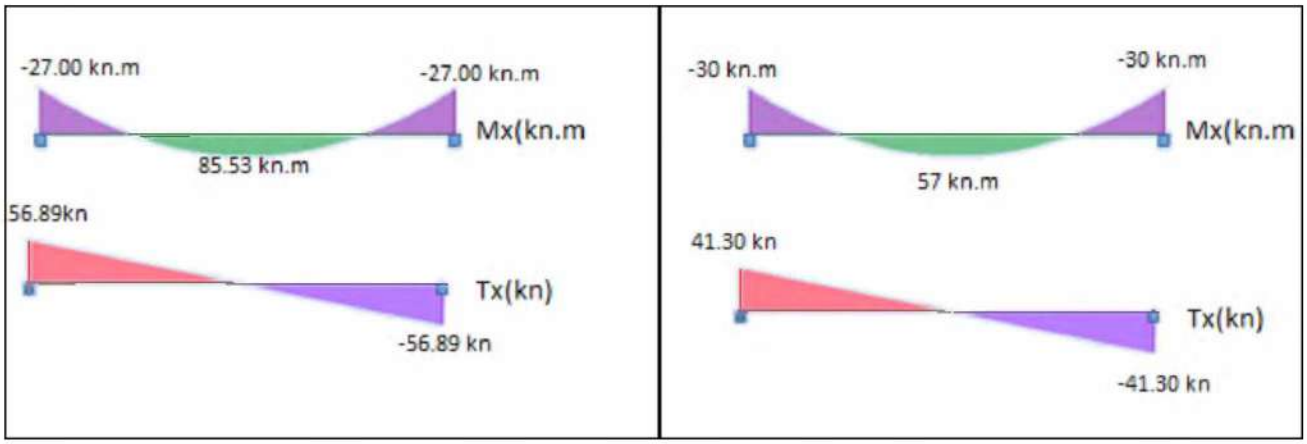


Fig.III-30-diagramme des moments (ELU)Fig.III-31-diagramme des moments (ELS)

***b-* Calcul du ferraillage**

$M_u = 88.63\ Kn.m/ml$, $M_{ser} = 64.67\ Kn.m/ml$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{85.78}{57} = 1.50$$

$$\begin{cases} FeE400 \\ f_{c28} = 25\ MPa \end{cases} \Rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 * 1.50 - 0.1776 = 0.335$$

Tableau III-29 : caractéristique géométrique :

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	M_u	85.78	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	25	cm	M_{ser}	57.00	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	**Situation durable**					
C'	2,5	cm						

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{85.78}{1 * 0.225^2 * 14.2 * 1000} = 0.12 < \mu_{lu} \cong 0.335 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.12}\right) = 0.16$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 * 0.107) = 0.21\ m = 21cm$$

$$\alpha = 0.16 < 0.259 \rightarrow l'ELU\ est\ atteint\ en\ Pivot\ A$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_{su} = 348\ MPa$$

$$\boldsymbol{A_s = \frac{M_u}{Z_d \sigma_s}} = \frac{\mathbf{85.78}}{0.21 * 1000 * 348} = 11.73 * 10^{-4} m^2 = 11.73\ cm^2$$

- ***Ferraillage minimal :***

$$A_{smin} = max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \Rightarrow A_{smin} = 2.71\ cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = max\{A_{s_{min}}; A_s\} = max\{2.71;\ 11.73\} = 11.73\ cm^2$$

- ***Description des barres :***

On va adopter en travée 11T12 avec : $A_s = 12.43\ cm^2$ et un espacement de :

$$s_t = 15\ cm < \bar{s}_t = min\{3h; 33cm\} = 33cm.$$

- ***Armatures de répartition :***

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{12.43}{4} = 3.10\ cm^2$$

Donc on adopte 10Ø8 avec $A_r = 4.0192\ cm^2$, et un espacement entre barres de :

$$s_t = 15 < \bar{s}_t = min\{4h; 45cm\} = 45cm$$

c- Vérification des contraintes de cisaillement (ELU)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3.33\ MPa$$

Avec $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{56.89}{1*0.225*1000} = 0.25\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires pour ce cas.

d- Vérification des contraintes normales à L'ELS

- En travée :

On à : $M_{ser} = 60.00\ KNm/ml$, $A_s = 12.43\ cm^2$

$$y_1 = \frac{15A_s}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5\,A_s}} - 1\right] = \frac{15 * 12.43 * 10^{-4}}{1} * \left(\sqrt{1 + \frac{1 * 0.225}{7.5 * 12.43 * 10^{-4}}} - 1\right)$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{y_1} = 7.48\ cm$$

• l'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 100 * \frac{7.48^3}{3} + 15 * 12.43(22.5 - 7.48)^2$$

$$\Rightarrow I = 56013.49\ cm^4 = \mathbf{5.60 \times 10^{-4} m^4}$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I_1} y_1 = 8.01\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa & Condition\ vérifiée \\ \sigma_s = 15\dfrac{M_{ser}}{I_1}(d - y_1) = 241.33\ MPa < \bar{\sigma}_s = 400\ MPa & Condition\ vérifiée \end{cases}$$

Le ferraillage adopté à l'ELU est satisfaisant à l'ELS.

e- Vérification de la flèche (ELS)

On doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.05 \ pour : L \geq 5.00m$$

$$L = 6.7m \rightarrow \bar{f} = \frac{630}{1000} + 0.5 = 1.13\ cm.$$

- ***Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :***

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n\left[A_s\left(\frac{h}{2} - c'\right)^2 + A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2\right]$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{1 * 0.25^3}{12} + 15\left(12.43 * 10^{-4}\left(\frac{0.25}{2} - 0.025\right)^2\right) = 0.13 \times 10^{-4} m^4$$

- **Calcul du facteur (λ) :**

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{12.43 * 10^{-4}}{1 * 0.225} = 0.0055$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 * 2.1}{0.0055 * (2 + 3 * 1)} = 3.81$$

- **Calcul des moments :**

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (Mg) :

$$Mg = \frac{G * L^2}{8} = \frac{11.04 * 6.3^2}{8} = 54.82\ KN.m$$

- Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$Mj = \frac{j * L^2}{8} = \frac{9.31 * 6.3^2}{8} = 46.19\ KN.m$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{ser} = 57\ KN.m$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \dfrac{15\,M_g}{I}(d-y) = \dfrac{15*54.82}{5.60*10^{-4}}*(0.225-0.0748) \Longrightarrow \sigma_{sg} = 220.51MPa \\ \sigma_{sj} = \dfrac{15\,M_j}{I}(d-y) = \dfrac{15*46.19}{5.60*10^{-4}}*(0.225-0.0748) \Rightarrow \sigma_{sj} = 185.83\,MPa \\ \sigma_{sp} = \dfrac{15\,M_p}{I}(d-y) = \dfrac{15*60}{5.60*10^{-4}}*(0.225-0.0748) \Rightarrow \sigma_{sp} = 241.14\,MPa \end{cases}$$

- **Calcul des paramètres (μ) :**

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \dfrac{1.75*f_{t28}}{4*\rho*\sigma_{sg}+f_{t28}} = 1 - \dfrac{1.75*2.1}{4*0.0055*220.51+2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.47 \\ \mu_j = 1 - \dfrac{1.75*f_{t28}}{4*\rho*\sigma_{sj}+f_{t28}} = 1 - \dfrac{1.75*2.1}{4*0.0055*185.83+2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.40 \\ \mu_p = 1 - \dfrac{1.75*f_{t28}}{4*\rho*\sigma_{p}+f_{t28}} = 1 - \dfrac{1.75*2.1}{4*0.0055*241.14+2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.50 \end{cases}$$

- **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$\begin{cases} I_{fv}^{g} = \dfrac{1.1*I_0}{1+0.4\lambda_i*\mu_g} = \dfrac{1.1*0.13*10^{-4}}{1+0.4*3.81*0.47} \Longrightarrow I_{fv}^{g} = 0.083*10^{-4}\,m^4 \\ I_{fi}^{g} = \dfrac{1.1*I_0}{1+\lambda_i*\mu_g} = \dfrac{1.1*0.13*10^{-4}}{1+3.81*0.47} \Rightarrow I_{fi}^{g} = 0.051*10^{-4}m^4 \\ I_{fi}^{i} = \dfrac{1.1*I_0}{1+\lambda_i*\mu_j} = \dfrac{1.1*0.13*10^{-4}}{1+3.81*0.40} \Rightarrow I_{fi}^{i} = 0.056*10^{-4}m^4 \\ I_{fi}^{p} = \dfrac{1.1*I_0}{1+\lambda_i*\mu_p} = \dfrac{1.1*0.13*10^{-4}}{1+3.81*0.50} \Rightarrow I_{fi}^{p} = 0.049*10^{-4}m^4 \end{cases}$$

- **Calcul des flèches :**

$$\begin{cases} f_{gv} = \dfrac{M_{tg}*l^2}{10*E_v*I_{fgv}} == \dfrac{54.82*6.3^2*10^{-3}}{10*10818.87*0.083*10^{-4}} \Rightarrow f_{gv} = 1.99*10^{-2}\,m \\ f_{gi} = \dfrac{M_{tg}*l^2}{10*E_i*I_{fgi}} = \dfrac{54.82*6.3^2*10^{-3}}{10*32164.2*0.051*10^{-4}} \Rightarrow f_{gi} = 1.42*10^{-2}\,m \\ f_{ji} = \dfrac{M_{tj}*l^2}{10*E_i*I_{fgi}} = \dfrac{46.19*6.3^2*10^{-3}}{10*32164.2*0.056*10^{-4}} \Rightarrow f_{ji} = 1.01*10^{-2}\,m \\ f_{pi} = \dfrac{M_{tp}*l^2}{10*E_i*I_{fgi}} = \dfrac{57*6.3^2*10^{-3}}{10*32164.2*0.049*10^{-4}} \Rightarrow f_{pi} = 1.43*10^{-2}\,cm \end{cases}$$

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

Donc $\Delta f_t = (1.99 - 1.01 + 1.43 - 1.42) * 10^{-2} = 1.01 * 10^{-2}\ m$

$\Delta f_t = 1 * 10^{-2}\ m < \bar{f} = 1.13 * 10^{-2}\ m$ ***Condition vérifiée***

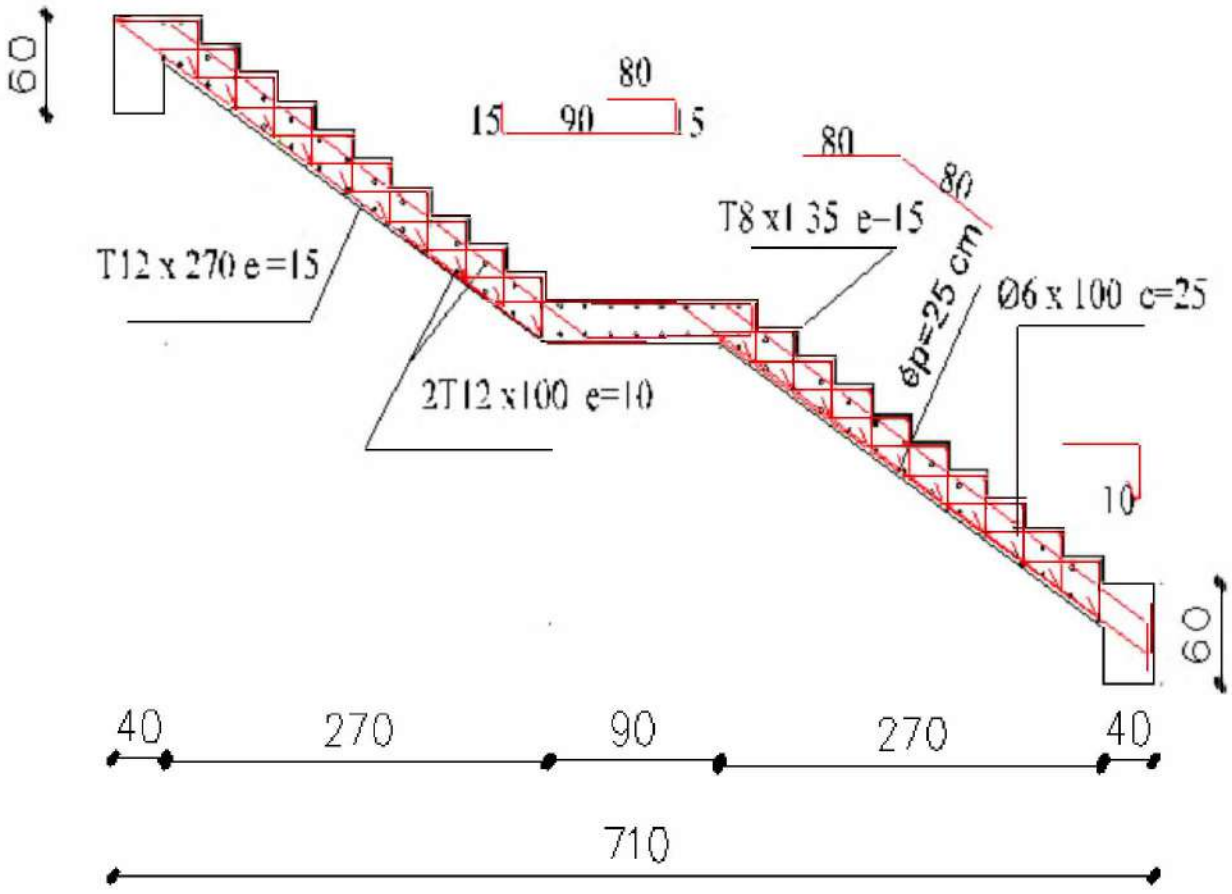


Figure III-32 : ferraillage de l'escalier.

Chapitre 4

Etude dynamique

IV- L'étude dynamique :

IV-1 Introduction :

Les tremblements de terre sont une libration brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans les directions et atteignent la surface du sol.

Malheureusement se phénomène a plusieurs inconvénients comme l'énormité des pertes humains et matérielles. Et cela peut engendrer une grave crise économique, dans les régions touchées.

Les séismes continueront à surprendre l'homme, et la seule chose que nous pouvons prédire avec certitude c'est que plus nous somme éloignés du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Il est donc nécessaire de construire des structures parasismiques en zone sismique.

La conception parasismique doit prendre en considération l'analyse des aspects suivants :

- le risque parasismique (la zone) ;
- le choix des matériaux et du type de structure ;
- le comportement des sols et le choix des fondations ;
- la modélisation et l'analyse de la réponse de construction.
- le respect des règlements ;

IV-2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

a) Risque sismique :

Selon RPA.99 version 2003 [Art 3.2] notre projet est situé en TIARET zone I est classé dans le groupe **1B**.

Le coefficient d'accélération de zone A est donnée par RPA version 2003 [Art 4.2.3] : La valeur de ce coefficient varie selon la zone sismique et le groupe de l'ouvrage concerné :

On a : A=0.12 (page 116).

b)choix des matériaux :

Le matériau utilisé c'est le béton armé, susceptible de grande déformation avant d'attendre la rupture, dissiper une partie importante de l'énergie de la structure et de jouer le rôle d'amortisseurs.

c) choix de structure :

La conception rationnelle d'une structure doit prendre en considération le point suivant

Il est plus facile de bien comprendre le comportement dynamique d'une structure simple que celui d'une structure compliquée, les effets de torsion dans les structures irrégulières sont très difficiles à prévoir.

d- Caractéristiques du mouvement sismique :

Au moment de la rupture, une énergie considérable se trouve libérée, sous forme de fractures, de déformations permanentes et d'échauffement, seulement une faible partie de l'énergie est transformée en ondes sismique, celles-ci peuvent être ressenties ou mesurées. Ces ondes sismiques se propagent de la source aux sites d'enregistrements. On distingue deux principaux groupes d'ondes :

- *Les ondes de volume :* qui prennent naissance au niveau du foyer se propagent en 2 formes :

  - Ondes primaires (6 à 8 km/h) se propagent par dilatation - compression et introduisant un mouvement vertical dans les constructions.
  - Ondes secondaires (3 à 5 km/h) se propagent par cisaillement et introduisant un mouvement horizontal dans les ouvrages.

- *Les ondes de surfaces* : issues des ondes de volume arrivant à la surface terrestre. Elles se propagent sur une faible épaisseur

  - Ondes de Rayleigh induisant un mouvement de roulis ; les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans un sens rétrograde
  - Ondes de Love correspondant à des ondes de cisaillement engendrant un mouvement de type lacet.

L'hypothèse faite en conception parasismique est de considérer uniquement les ondes de volume et de considérer leur propagation verticale ce qui est justifiée dans les stratigraphies horizontales.

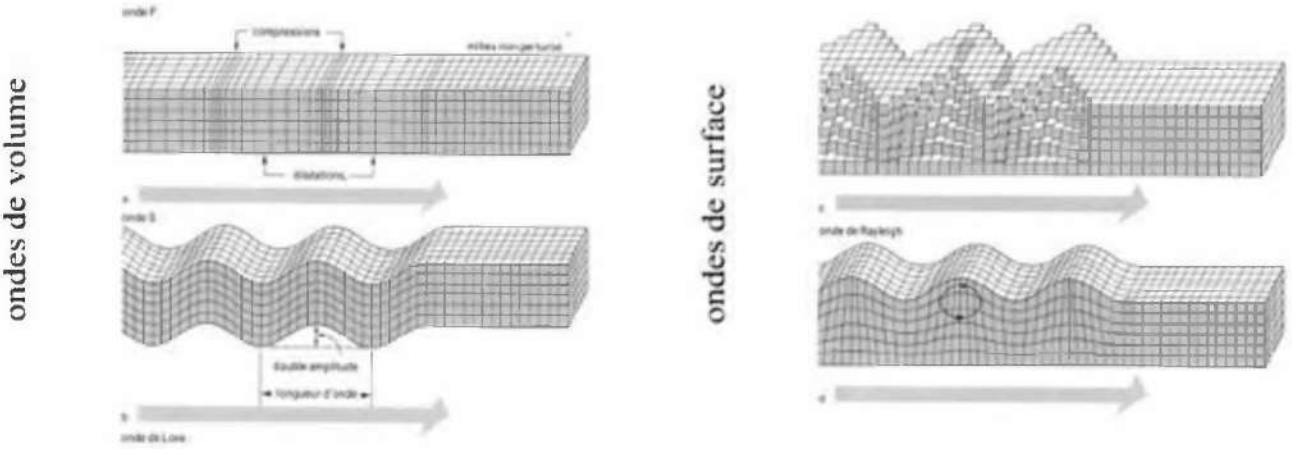


Schéma montrant la forme des mouvements du sol près de la surface pour quatre types d'ondes sismiques.

Plusieurs phénomènes affectent la nature du mouvement sismique lors du trajet des ondes entre le foyer et le site à la surface de la terre, les ondes rencontrons des hétérogénéités, des surfaces de discontinuité. Ces obstacles réfléchissants, réfractent les ondes et les convertissent en d'autres types d'ondes. Par ailleurs du fait de l'amortissement matériel du milieu, une partie de l'énergie transportée par ces ondes est absorbée dans les milieux qu'elle traverse.

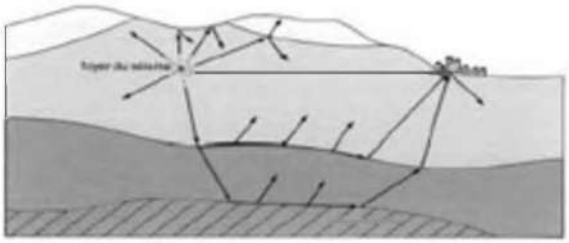
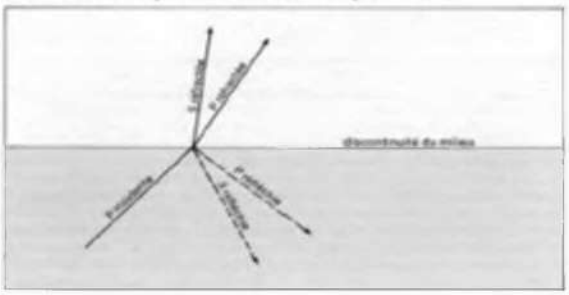


Schéma des trajets des ondes sismiques P et S.



Nous distinguons alors deux catégories d'analyses sismiques :

1-Analyse des mouvements forts à proximité de l'épicentre.
2- Analyse des mouvements faibles à certaines distances de l'épicentre.

Ces deux domaines se complètent, la détermination des paramètres de la source fait appel aux enregistrements proches ou lointains grâce aux sismographes et d'accélérographes installés dans les régions sismiques du monde.

*e- **Caractéristiques dynamiques propres :***

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\}+[K]\{x(t)\}=\{0\} \quad \text{.....(1)}$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\ddot{x}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournie les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\}=\{A\}\sin(\omega t+\varphi) \quad \text{.....(2)}$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω: Fréquence de vibration.

φ: Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\}=-\omega^2\{A\}\sin(\omega t+\varphi) \quad \text{.....(3)}$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K]-\omega^2[M])\{A\}\sin(\omega t+\varphi)=0 \quad \text{.....(4)}$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K]-\omega^2[M])\{A\}=\{0\} \quad \text{.....(5)}$$

Ce système d'équation est un système à *(n)* inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω sa nulle c'est à dire :

$$\Delta_\omega = \left|[K] - \omega^2[M]\right| = 0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "***Equation caractéristique***".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré *(n)* en (ω^2).

Les *(n)* solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \ldots\ldots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des *(n)* modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond a ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < \ldots < \omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

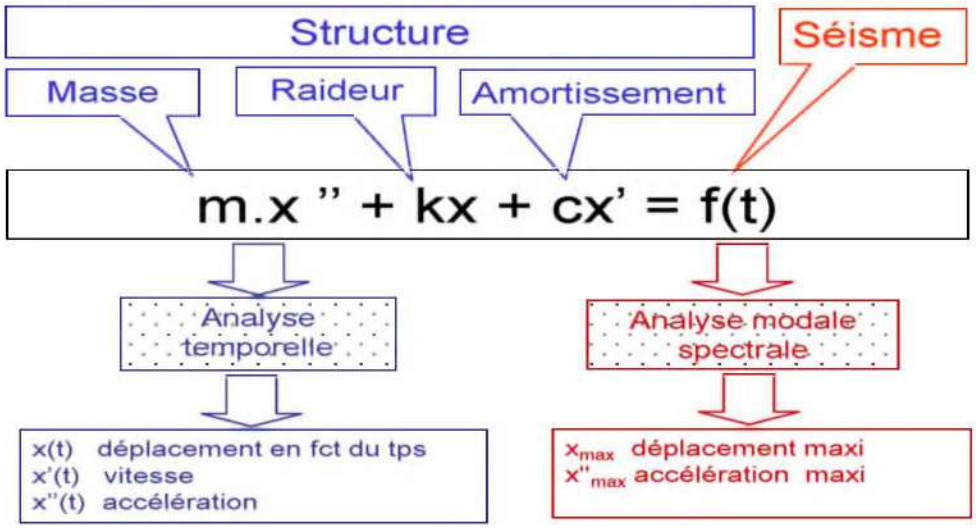


Figure VI.1: *les équations couplées du mouvement.*

f- Décomposition modale des équations de mouvement :

Soit un système structural linéaire, à masse concentrée ayant plusieurs degrés de liberté et dont la base repose sur plusieurs supports. Ce système est soumis à une excitation sismique de translation (dans une seule direction) de nature uniforme. Les équations couplées du mouvement peuvent s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P(t)\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (7)$$

Si la structure étudiée est un bâtiment à plusieurs étages pour lequel les déplacements de la structure sont mesurés parallèlement au mouvement du sol alors $\{P(t)\}$ peut s'écrire :

$$\{P(t)\} = \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t) \quad \ldots\ldots\ldots (8)$$

Où :

$\ddot{U}_g(t)$: Est l'accélération du sol.

$\{R\}$: Est une vecteur colonne unitaire.

[M], [c] et [K] : Sont les matrices masse, amortissement et rigidité respectivement.

$\left\{\ddot{x}\right\}, \left\{\dot{x}\right\} et \{x\}$: Sont les vecteurs accélérations absolues, vitesses et déplacements relatifs respectivement.

L'équation *(7)* représente un système d'équation différentielle couplée. Elle peut être résolut directement par l'intégration directe des équations couplées. Cependant lors de l'analyse de la réponse sismique des structures linéaires, il semble plus efficace de transformer le système d'équation en un système de coordonnées normales en vu de découpler les équations différentielles du mouvement.

En effet, pratiquement, il a été démontré que ce type d'excitation de support tend à exciter particulièrement les quelques premiers modes de vibration. Subséquemment, une approximation satisfaisante de la réponse sismique de système ayant un nombre élevé de degré de liberté peut être obtenue en excluant de l'analyse modale un certain nombre de modes.

Il est donc certain que la technique de superposition modale reste un moyen performant permettant d'approcher au mieux les solutions du système d'équation différentielles données par *(7)*.

Elle nécessite l'introduction de la transformation suivante :

$$\{x\} = [\phi]\{y\} \quad \ldots\ldots\ldots (9)$$

Où :

[Ø] : Est la matrice de transformation et *{y}* est identique au vecteur des coordonnées normales.

Dans ce cas la substitution de l'équation *(9)* dans l'équation *(7)* et la pré multiplication par $[\phi]^T$ permet d'écrire :

$$([\phi]^T [M][\phi])\{\ddot{y}\} + ([\phi]^T [c][\phi])\{\dot{y}\} + ([\phi]^T [K][\phi])\{y\} = -[\phi]^T \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t)$$

Supposons à présent que la structure est amortie de manière classique cette hypothèse permet de découpler les équations de mouvement en une série d'équations modales indépendantes et cela en utilisant les vecteurs et valeurs propres réels correspondants au système non amorti. L'application des propriétés d'orthogonalité permet alors d'écrire :

$$\ddot{Y}_K + (2\xi_K W_K)\dot{Y}_K + W_K^2 Y_K = -\gamma_K \ddot{U}_g(t) \quad \ldots\ldots\ldots (10)$$

Où :

Y_K : Est la kième coordonné modale.

ξ_K : Est le facteur d'amortissement modale donné par : $2\xi_K W_K = \dfrac{\{\phi\}_K^T [c] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

W_K : Est la fréquence angulaire propre (modale) donnée par : $W_K^2 = \dfrac{\{\phi\}_K^T [K] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

γ_K : Est le vecteur de participation du mode K est donné par :

$$\gamma_K = \frac{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K \{R\}}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{M_K}$$

La définition de L_K est analogue à celle de γ_K.

$\{Ø\}_K$: Est le vecteur propre de kième mode de vibration.

L'équation *(10)* est analogue à l'équation d'équilibre gouvernante d'un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique (intégral de Duhamel), ce qui nécessite la connaissance de l'exacte évolution temporelle du chargement $U_g(t)$, soit par la méthode du spectre de réponse, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de l'excitation mais qui fournit uniquement la réponse modale maximale, c'est à dire, *max* (Y_K). Dans notre cas l'excitation sismique est définie par son spectre de réponse.

g- Détermination de la réponse physique :

En effet, les réponses modales maximales représentent les ordonnées du spectre de réponse caractérisant un mouvement sismique donné. De ce fait, pour chaque mode individuel de la structure, la réponse maximale peut être obtenue directement par simple lecture à partir du spectre de réponse, ce qui s'écrit par exemple pour le vecteur déplacement relatif maximum associé au mode "K" comme suit :

$$\{X_K, \max\} = \{\phi\}_K \gamma_K S_d(\xi_K, \xi_K)$$

Où : $S_d(\xi_K, \xi_K)$: Représente le déplacement spectrale correspondant à l'amortissement et à la période de kième mode de vibration.

Par ailleurs, la réponse physique (par opposition à modale) maximale de la structure ne peut être approchée par simple addition des réponses modales maximales, car ces derniers ne sont pas nécessairement toutes atteints au même instant.

Par exemple pour le vecteur déplacement, elle s'écrit :

$$\{x\}_{\max} = \sqrt{\{x_1, \max\}^2 + \{x_2, \max\}^2 + \ldots\ldots\ldots + \{x_n, \max\}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} \{x_i, \max\}^2}$$

Où : n : Représente le nombre de mode considéré dans l'analyse, alors que les termes sous la racine carrée représentent le carré des vecteurs déplacements relatifs maximum associé à chaque mode.

h- Comportement des sols et choix des fondations :

- conception des ouvrages faisant intervenir le sol :

La réponse desstructures reste soumise aux propriétés du sol, dans le cas des ouvrages courants et des méthodes de calcul simplifiées, on élimine l'interaction sol-structure en considérant les ouvragesparfaitement encastré dans le sol, de manière générale, on peut négliger l'interaction sol-structure pour des bâtiments rigides construits sur des sols durs (roches ou sols de bonne résistance mécanique).

Dans le cas de sols mous ou moyennement mous, l'interaction sol-structure intervient de façon significative ces conséquences principales sont les suivantes :

- augmentation de l'amortissement
- allongement de la période de vibration qui est souvent un point positif.

i- Réglementation :

Le règlement que on a respecté c'est le règlement parasismique Algériennes RPA 99/version 2003.

j- la modélisation et l'analyse de la réponse de construction :

La modélisation est l'établissement de modèle à partir de la structure réelle, l'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique (**robot 2010**) permet la détermination de ses modes propres et des efforts engendrés par l'action sismique.

k- Stratégie du calcul sismique :

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement de type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif et bien entendu, des conséquences dues aux approximations habituelles telles que la non-prise en compte des éléments secondaires de structure et des éléments non structuraux.

- la détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

3- Méthode statique équivalent :

Les forces réelles dynamiques sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

3-1- Condition d'application recommandée par RPA version 2003 [Art 4.1.2]

a) le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, la hauteur ne doit pas dépasser 65 m en zones I : notre structure est régulier en plan et en élévation, avec une hauteur égale 30.6 m qu'il est inférieur à 65 m.

b) la variation des masses ou de rigidités entre les niveaux doivent être :

$0{,}8 \le \dfrac{\dfrac{M_i}{K_i}}{\dfrac{M_{i-1}}{K_{i-1}}} \le 1{,}25$ Les masses et les rigidités sont près que les mêmes dans tout les niveaux.

c) il faut avoir le même coefficient d'amortissement sur tous les niveaux : on a même coefficient d'amortissement $\xi = 7\%$ dans tout les étages.

d) un seul degré de liberté dans un même plan horizontal, pour chacune des directions étudiées.

b-2- Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale selon RPA version 2003 [Art 4.2.2].

- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.5.4 : Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon RPA version 2003[Art 4.2.3] par la formule suivant :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = f (zone I, groupe d'usage 1B) = 0,12 tableau 4.1 (page116)

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

$T_2 = 0{,}5$ s, tableau 4.7 (avec site S_3)

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

$\xi = 7$ % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → $\eta = 0{,}882$

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes selon la recommandation de RPA version 2003 [Art 4.2.4] :

1/ $T=C_T.h_N^{3/4}$

2/ $T = 0{,}09h_n/\sqrt{D}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$C_T=0.05 \rightarrow T\,x = T\,y = 0.05*30.6^{3/4}=0.65$ s

$T_X = 0{,}09*40.15/\sqrt{30.6} = 0{,}65s$

$Ty = 0{,}09*39.73/\sqrt{30.6} = 0{,}65$ s

$D_X = 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2{,}5.0{,}882.(0{,}5/0{,}65)^{2/3} = 1.85$ $\qquad T_2 = 0{,}5\,s \le T = 1.85\,s \le 3.0\,s$

$D_Y = 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2{,}5.0{,}882.(0{,}5/0{,}65)^{2/3} = 1{,}85$ $\qquad T_2 = 0{,}5\,s \le T = 1.85\,s \le 3.0\,s$

Q : facteur de qualité

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

Tableau 4.8 : facteur de qualité :

	P_q			
	suivant x		suivant x	
critère q	Observé	N/observé	Observé	N/ observé
1 - condition minimale sur les files de contreventement	-	0,05	-	0,05
2- Redondances en plan	-	0,05	-	0.05
3 - Régularité en plan	0	-	0	-
4- Régularité en élévation	0	-	0	-
5 - Contrôle de la qualité des matériaux	-	0,05	-	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,10	-	0,10
$\sum$	0,25		0,25	

$Q_X = 1 + 0{,}25 = 1{,}25$
$Q_Y = 1 + 0{,}20 = 1{,}25$

W : poids total de la structure

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ $\beta = 0{,}20$ tableau 4.

Le poids de la structure est calculé a partir de logiciel robot2010.on a :

W= 91396,57KN

La force sismique V :

Tableau IV-9- : calcul de la force sismique :

direction	A	D	Q	R	W (kn)	V (kn)
X	0,12	1,85	1,25	3,5	91396,57	7246,44
Y	0,12	1,85	1,25	3,5	91396,57	7246,44

IV-4- Méthode dynamique modale spectrale :

a- Introduction :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

b- Définition d'un spectre :

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesses et d'accélérations pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes.

c- Objectifs de l'analyse spectrale :

L'analyse spectrale permet d'avoir :

1) **Pour chaque mode propre** : la période, les énergies participantes, les masses participantes

2) **Pour chaque direction** : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres, ainsi que les efforts et les déplacements quadratiques.

Les calculs spectraux se fait suivant les étapes de schéma ci-dessous :

d- Méthodologie de calcul par la méthode dynamique : cette méthode est expliqué dans l'organigramme suivant :

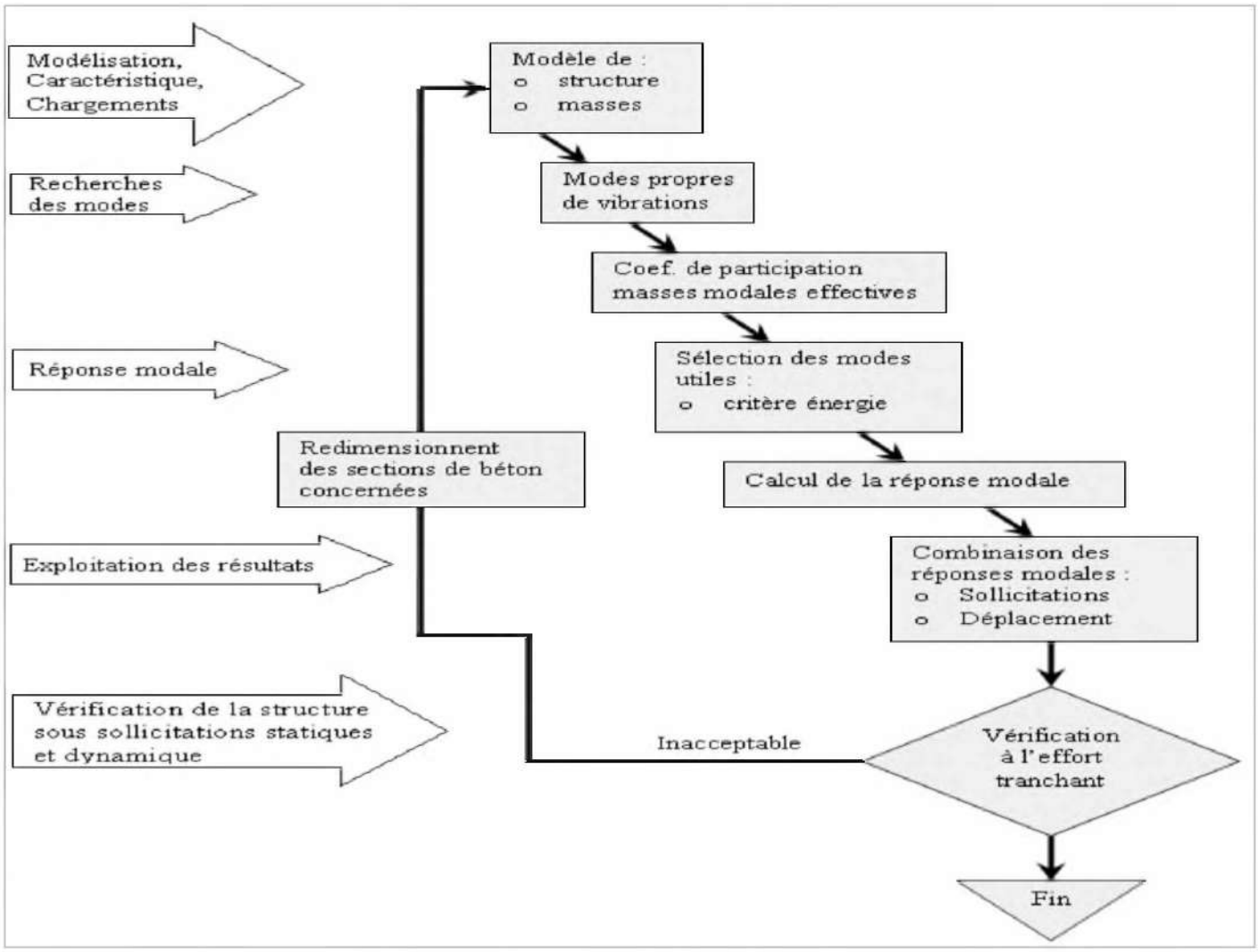


Fig. IV-2 : organigramme de méthode dynamique.

Le modèle choisi dans la modélisation sur le rbot2010 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportées par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

e- Spectre de réponse de calcul -Art 4.3.3- :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ \text{s} \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ \text{s} \end{cases}$$

A = f (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25 tableau 4.1

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

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

R = 5 système de contreventement mixte portique/voiles avec interaction tableau 4.3

$$Q_X = 1 + 0{,}25 = 1{,}25$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}25 = 1{,}25$$

f- Périodes caractéristiques :

Conformément à la recommandation de RPA version 2003 [Tab4.7] et selon la catégorie de site la période caractéristique est donner par :

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{matrix}\right\} \textit{tableau}4.7\ (\text{site}\,S_3)$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de *spectre de réponse*.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

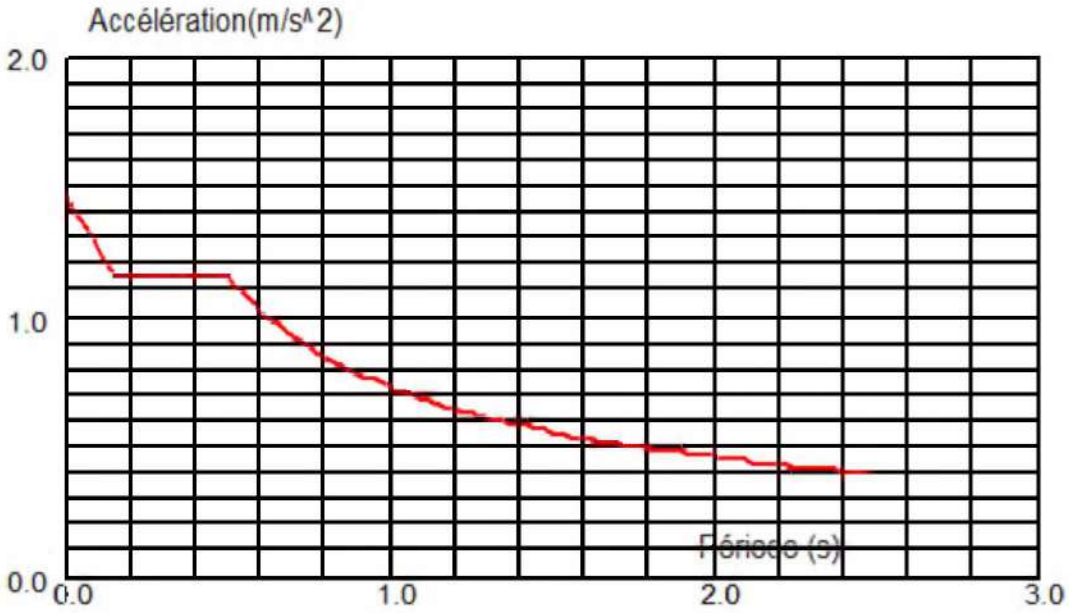


Figure IV-3 -Spectre de réponse

g- Détermination de régularité de projet :

- régularité en plan : le RPA version 2003 [Art 3.5.1.a] explique les différents facteurs de régularité de projet en plan comme suit :

- la structure présente une symétrie suivant les deux directions x et y.

- à chaque niveau et pour chaque direction, la distance entre le centre de gravité et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment qui est donne par le logiciel robot dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : démentions et excentricité accidentelle de la structure :

Etage	Nom	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	S/SOL		39,73	40,14	1,99	2,01
2	RDC		39,73	40,14	1,99	2,01
3	Etage 1		39,73	40,14	1,99	2,01
4	Etage 2		39,73	40,14	1,99	2,01
5	Etage 3		39,73	40,14	1,99	2,01
6	Etage 4		39,73	40,14	1,99	2,01
7	Etage 5		39,73	40,14	1,99	2,01
8	Etage 6		39,73	40,14	1,99	2,01
9	Etage 7		39,73	40,14	1,99	2,01

$$\begin{cases} lx = 39.73m \\ ly = 40.14m \end{cases} \begin{cases} ex1 = 1.99m < 15\%Lx = 5.95m \\ ey1 = 2.01m < 15\%Ly = 6.02m \end{cases}$$

- la forme du bâtiment est compacte tel que $L_x / L_y = 0.98 < 4$

- les planchers sont rigides suffisamment vis-à-vis de celle des contreventements verticaux, et le rapport de la surface de l'ouverture (l'ouverture des escaliers) sur la surface totale

$$S_o/S_t = \frac{20.48 * 9}{(1262.28 * 9} .100 = 1.62\% < 15\% .$$

D'après le RPA version 2003 [Art 3.5.2] le bloc B est classé régulier en plan.

- régularité en élévation : le RPA version 2003 [Art 3.5.1.b] explique les différents facteurs de régularité de projet en élévation comme suit :

- le système de contreventement comporte d'élément porteur vertical continue sur toute la hauteur du bâtiment. **Condition vérifié**

- la distribution des masses dans les différents niveaux presque identiques. **Condition vérifié**

Il n'est y pas de décrochement en élévation. **Condition vérifié**

Donc le bâtiment est classé non régulier en élévation d'après le RPA version 2003 [Art 3.5.3].

À partir de recommandation de RPA version 2003 [Art 3.5.4] le bâtiment est classé régulier, il est régulier en plan et en élévation.

IV.5.Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.
- Justification de la largeur du joint sismique.

IV.5.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

IV-5-1-1-Structure avec des voiles:

1 : 1ier disposition des voiles :

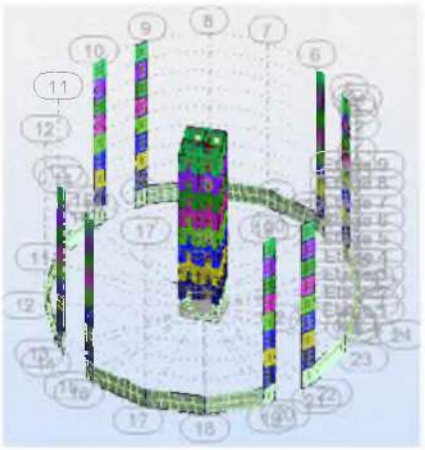


Fig. IV-5- : 1ier disposition des voiles.

1-1-a : Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (R).

1- Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

-Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

$$XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi}$$

$$\begin{cases} \\ YG = \dfrac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

2- Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

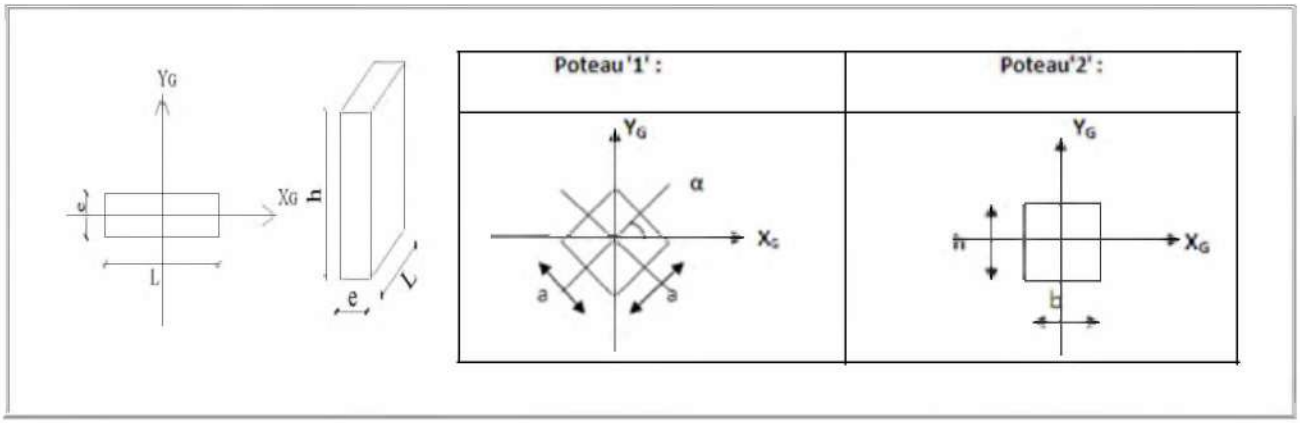
Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux '1' $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - Pour les poteaux '2' $I_X = I_y = (a^2/12).(a^2.\cos^2\alpha + a^2.\sin^2\alpha)$
  - pour les voiles plein $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$



3- Excentricité :

3-a : Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_t| \\ e_y = |Y_G - Y_t| \end{cases}$$

3-b : Excentricité accidentelle : Art 4.2.7

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

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4-3 : Caractéristique géométrique de la structure :

étage	L_x(m)	L_y(m)	X_G (m)	Y_G (m)	X_t (m)	Y_t(m)	e_x(m)	e_y(m)	E_x(m)	E_y(m)
s/sol	39,73	40,14	0,62	0	0,43	0,57	**3,38**	1,07	1,99	2,01
RDC	39,73	40,14	0,68	-0,01	-0,2	0,05	0,73	0,06	1,99	2,01
1	39,73	40,14	0,68	-0,01	-0,14	-0,01	0,68	0,03	1,99	2,01
2	39,73	40,14	0,68	-0,01	-0,15	0	0,71	0,01	1,99	2,01
3	39,73	40,14	0,7	-0,01	-0,06	0	0,67	0,01	1,99	2,01
4	39,73	40,14	0,7	-0,01	-0,14	0	0,67	0,01	1,99	2,01
5	39,73	40,14	0,7	-0,01	-0,06	0	0,67	0,01	1,99	2,01
6	39,73	40,14	0,7	-0,01	-0,06	0	0,67	0,01	1,99	2,01
7	39,73	40,14	0,68	-0,01	-0,11	-0,05	0,65	0,01	1,99	2,01

4- Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical.

Selon **art 4.2.7** du RPA version 2003 on a l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être pris en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

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

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

Tableau 4-4 : vérification de l'effet de torsion :

étage	e_x(m)	e_y(m)	E_x(m)	E_y(m)	
s/sol	**3,38**	1,07	1,99	2,01	CNV
RDC	0,73	0,06	1,99	2,01	CV
1	0,68	0,03	1,99	2,01	CV
2	0,71	0,01	1,99	2,01	CV
3	0,67	0,01	1,99	2,01	CV
4	0,67	0,01	1,99	2,01	CV
5	0,67	0,01	1,99	2,01	CV
6	0,67	0,01	1,99	2,01	CV
7	0,65	0,01	1,99	2,01	CV

Comme il 'est illustrer dans le tableau prédicants l'un des conditions les plus important n'est pas vérifier qui l'excentricité de l'effet de torsion est dépassé celle de recommandation du RPA version 2003.

1-2 :2emedisposition des voiles

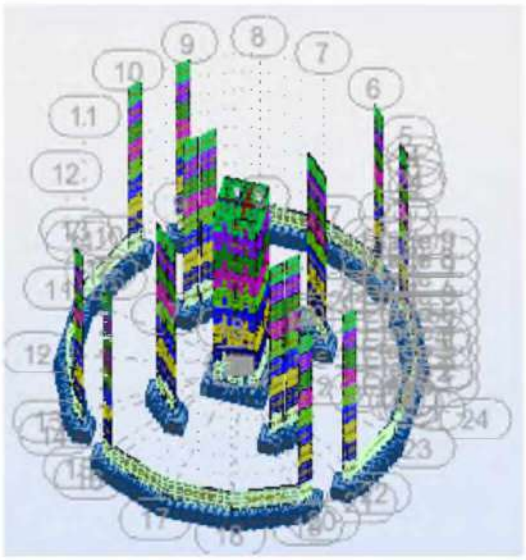


Figure IV-6 : 2eme disposition des voiles

1-2-a : Caractéristiques géométriques de la structure :

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4-5 : Caractéristique géométrique de la structure :

étage	L_x(m)	L_y(m)	X_G (m)	Y_G (m)	X_t (m)	Y_t(m)	e_x(m)	e_y(m)	E_x(m)	E_y(m)
s/sol	39,73	40,14	0,62	0	0,43	0,57	0,20	0,57	1,99	2,01
RDC	39,73	40,14	0,68	-0,01	-0,2	0,05	0,87	0,06	1,99	2,01
1	39,73	40,14	0,68	-0,01	-0,14	-0,01	0,80	0,00	1,99	2,01
2	39,73	40,14	0,68	-0,01	-0,15	0	0,81	0,01	1,99	2,01
3	39,73	40,14	0,7	-0,01	-0,06	0	0,76	0,01	1,99	2,01
4	39,73	40,14	0,7	-0,01	-0,14	0	0,83	0,01	1,99	2,01
5	39,73	40,14	0,7	-0,01	-0,06	0	0,76	0,01	1,99	2,01
6	39,73	40,14	0,7	-0,01	-0,06	0	0,76	0,01	1,99	2,01
7	39,73	40,14	0,68	-0,01	-0,11	-0,05	0,78	0,04	1,99	2,01

1-2-b : vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau 4.6 : Le comportement des dix premiers modes :

Mode	F [Hz]	T [sec]	M_c UX [%]	M_c UY [%]	M_d UX [%]	M_d UY [%]	M_d RZ [%]	M_c RZ [%]
1	1,46	0,69	65,36	0,00	65,36	0,00	0,00	0,00
2	1,49	0,67	65,36	63,14	0,00	63,14	0,00	0,00
3	2,10	0,48	65,36	65,05	0,00	1,91	0,10	0,10

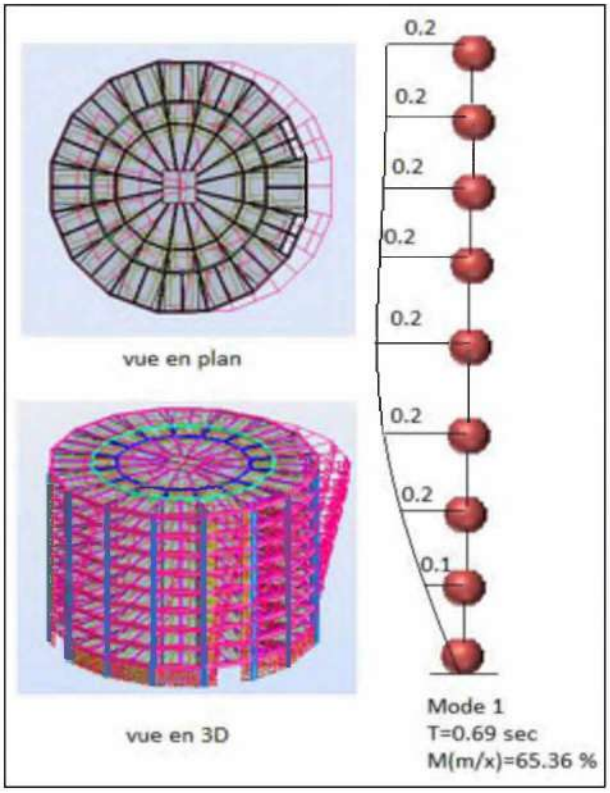
Tableau 4.7 : Le comportement des trois premiers modes :

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant (x) de 63.36 %. C'est-à-dire 63.36% de la masse total de structure translate suivants la direction X en 1ier mode.	translation suivant (x) de 63.16 %. C'est-à-dire 63.16% de la masse total de structure translate suivants la direction Y en 2eme mode.	Rotation pure autour de l'axe Z 0.10 %

Commentaire : on ne peut pas dire qu'on a une rotation importante avec un pourcentage de 0.10% de la masse total de structure.

L'excentricité statique est inferieur a l'excentricité accidentelle donc on suive le 2eme model dans tous les calculs.

- **Comportement des trois premiers modes :**



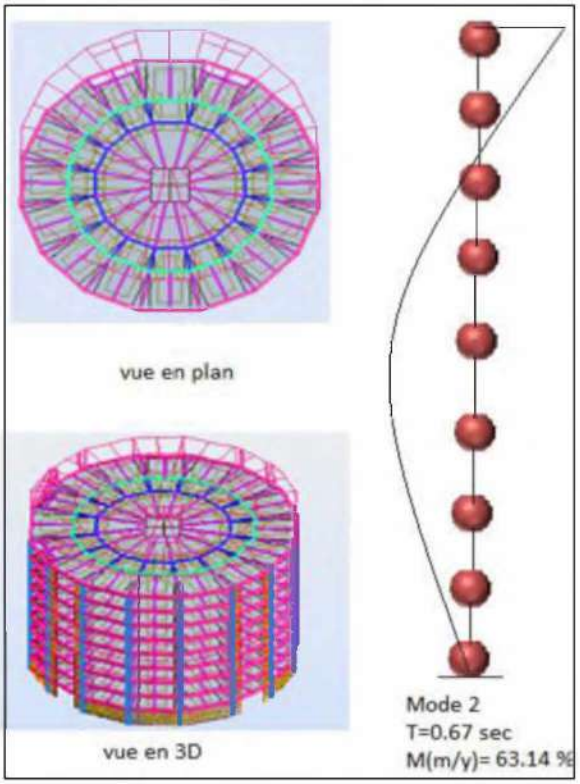


Figure IV-7 : 1^{ier} mode **Figure IV-8 : 2eme mode**

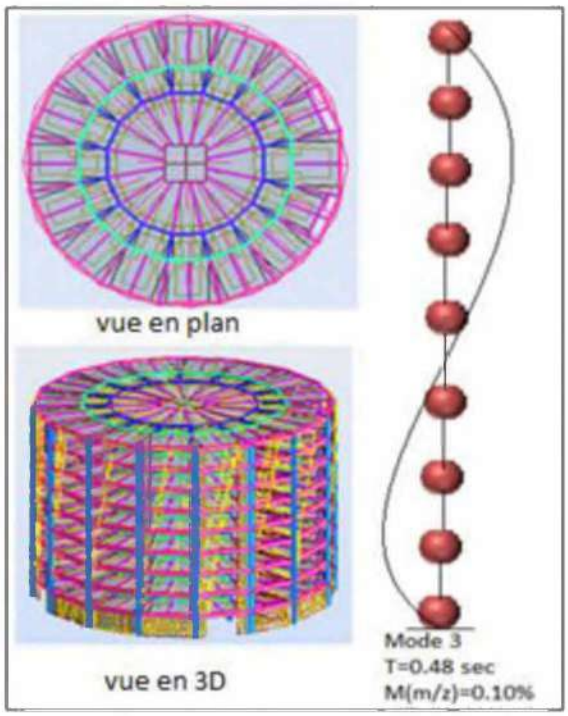


Figure IV-9 : 3eme mode

Avant d'entamer les calculs des différents paramètres dynamiques et les vérifications on doit calcul le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme qui est déterminer par l'article **7.4.3.1 du C.B.A 93.**

IV.5.3.Vérification des sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

Le RPA version 2003 **[**Art.7.4.3.1**]** exige la vérification de L'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c: l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

a- R : coefficient de comportement global de la structure

On prend dans un premier calcul (R=5) pour les deux blocs ce qui correspond à un système de contreventement mixte portique/voiles avec interaction tableau 4.3, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**robot. 2010**) qui sont données ci-après.

D'après les calculs obtenus par le logiciel robot on a :

- Somme de réactions totales à la base : Fz=84283,31KN
- Somme totales des efforts repris par les voiles : Fz= 30052,16KN
- Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fz=54231,15 KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 35.65 %

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et ce conformément au **RPA version 2003 Art.3.4.A.2**

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.
- Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles.

Donc :

R= 3.5

Pour notre projet on a R=3.5 ; donc les poteaux ne prennent pas les efforts sismiques ; donc leur ferraillage sera fait en compression simple.

Avant de faire tout les vérifications on doit motionner les caractéristiques de structure :

IV.5.5.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après le règlement RPA version 2003 **Art4.3.4.a**

Tableau 4.10 :vérification de participation massique:

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale X [%]	Masse Modale Y [%]	Masse Modale RZ [%]	Masses Cumulées RZ [%]
1	1,46	0,69	65,36	0,00	65,36	0,00	0,00	0,00
2	1,49	0,67	65,36	63,14	0,00	63,14	0,00	0,00
3	2,10	0,48	65,36	65,05	0,00	1,91	0,10	0,10
4	5,31	0,19	65,36	65,97	0,00	0,92	0,02	0,12
5	5,67	0,18	81,83	65,97	16,48	0,00	0,00	0,12
6	6,02	0,17	81,83	81,13	0,00	15,16	0,00	0,12
7	6,62	0,15	82,00	81,13	0,17	0,00	0,00	0,12
8	6,85	0,15	82,00	81,59	0,00	0,45	0,00	0,12
9	7,42	0,13	82,02	81,59	0,02	0,00	0,00	0,12
10	7,51	0,13	82,02	81,61	0,00	0,02	0,00	0,12

Constatation :

La participation modale cumulée n'atteint les 90 % de la masse totale à partir du 40ème mode.

IV-5-5-1 : Nombre de modes à considérer

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K=3\sqrt{N} \text{ et } T_K < 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_K la période du mode K.

Le mode a considérer dans notre projet est le mode 9. On a T=0.13 sec. **Coédition vérifiée.**

IV-5-5-2 : Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical.

Selon **art 4.2.7** du RPA version 2003 on a l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être pris en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

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

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

Tableau IV-11: vérification desl'effet de torsion :

étage	e_x(m)	e_y(m)	E_x(m)	E_y(m)	
s/sol	0,19	0,57	1,99	2,01	CV
RDC	0,88	0,06	1,99	2,01	CV
1	0,81	0	1,99	2,01	CV
2	0,82	0,01	1,99	2,01	CV
3	0,76	0,01	1,99	2,01	CV
4	0,84	0,01	1,99	2,01	CV
5	0,76	0,01	1,99	2,01	CV
6	0,76	0,01	1,99	2,01	CV
7	0,79	0,04	1,99	2,01	CV

IV.5.6.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

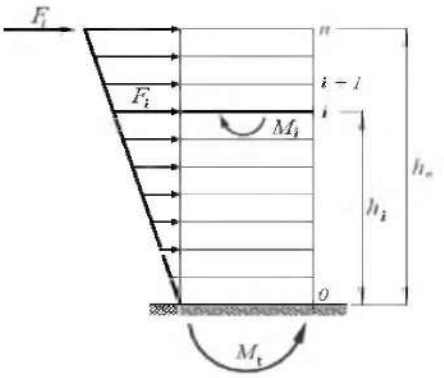
Selon **Art4.2.6 du RPA version 2003** La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

Tableau IV-12: vérification des efforts sismiques :

direction	V (kn)	Vt (kn)	O, 8*V (kn)	
X	7246,44	5986,48	5797,15	CV
Y	7246,44	5879,77	5797,15	CV

IV.5.7 : Distribution de la force sismique :

a-Moment de renversement :



$$M_0 = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_i$$

Avec :

F_i : la force distribuée en hauteur

h_i : la hauteur de l'étage par rapport au base 0

$M_i = h_i.F_i$

Le moment de renversement doit être équilibrée parle moment de stabilité qu'est égale :

$M_{tx} = X_G.W_i$

$M_{tY} = X_Y.W_i$

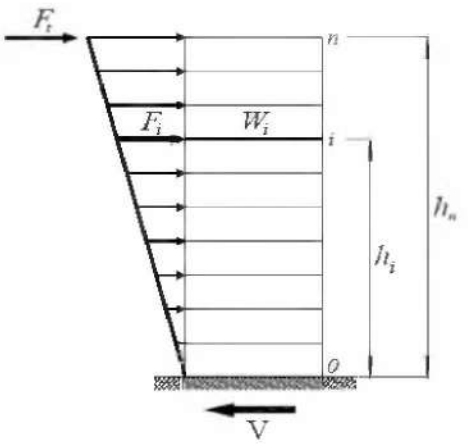
Avec :X_G, Y_G : les coordonnées de centre de géométrie de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

b-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [Art 4.2.5] :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & si\ T \geq 0{,}7\,s \\ 0 & si\ T < 0{,}7\,s \end{cases}$$



On a:

$T_X = 0,65$ s $\rightarrow F_t = 0$

$T_Y = 0,65$ s $\rightarrow F_t = 0$

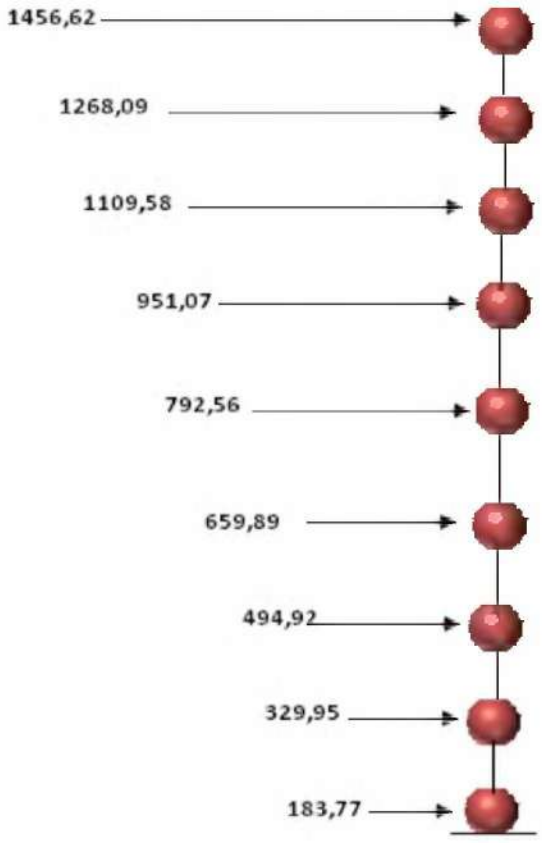
Donc : $$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .V_X = \alpha_x .V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .V_Y = \alpha_Y .V_Y$$

Avec : $V_X = V_y = 7246.44$kN.

Tableau IV-13:Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

	Niveau	W (kn)	W*h (kN.m)	Fi (kn)
S/SOL	3,4	11390,143	38726,487	183,76
RDC	6,8	10225,257	69531,751	329,94
Etage 1	10,2	10225,257	104297,63	494,91
Etage 2	13,6	10225,257	139063,5	659,89
Etage 3	17	9824,7904	167021,44	792,55
Etage 4	20,4	9824,7905	200425,73	951,07
Etage 5	23,8	9824,7904	233830,01	1109,58
Etage 6	27,2	9824,7904	267234,3	1268,09
Etage 7	30,6	10031,492	306963,67	1456,62



FigIV-10- : répartition de l'effort sismique dans les étages

IV.5-8.Moment de renversement :

Tableau IV.14.calcul du moment de renversement :

	Niveau	Fi (kn)	M0
S/SOL	3,4	183,77	624,80709
RDC	6,8	329,95	2243,6288
Etage 1	10,2	494,92	5048,1648
Etage 2	13,6	659,89	8974,5148
Etage 3	17	792,56	13473,489
Etage 4	20,4	951,07	19401,824
Etage 5	23,8	1109,58	26408,038
Etage 6	27,2	1268,09	34492,131
Etage 7	30,6	1456,62	44572,535
∑Mo			155239,13

IV.5-9 : Moment stabilisant :

Tableau IV.15.calcul du moment stabilisant :

	Niveau	W (kn)	X_G	Y_G	M_{TX}	M_{TY}
S/SOL	3,4	11390,143	0,62	-0,01	7061,8887	-113,9014
RDC	6,8	10225,257	0,68	-0,01	6953,175	-102,2526
Etage 1	10,2	10225,257	0,68	-0,01	6953,175	-102,2526
Etage 2	13,6	10225,257	0,68	-0,01	6953,1747	-102,2526
Etage 3	17	9824,7902	0,7	-0,01	6877,3532	-98,2479
Etage 4	20,4	9824,7903	0,7	-0,01	6877,3532	-98,2479
Etage 5	23,8	9824,7902	0,7	-0,01	6877,3532	-98,2479
Etage 6	27,2	9824,7902	0,7	-0,01	6877,3532	-98,2479
Etage 7	30,6	10031,493	0,68	-0,01	6821,4149	-100,3149
∑Mo					**62252,241**	**-913,97**

- M_{TX}/ M0=62252,241/155239,13=11.39 ≥1.5 **condition vérifiée**
- M_{TX}/ M0= -913,97/155239,13=14.27 ≥1.5 **condition vérifiée**

IV.5.10.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit selon RPA version 2003[Art4.4.3]:

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

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

Selon RPA version 2003 [Art5.10]le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 * he$$

Avec : he : la hauteur de l'étage k.

R=3.5

Tableau IV.16.Vérification des déplacements inter-étage.

Niveau	Suivant X					Suivant Y				
	D_{ux}(cm)	D_{rx}(cm)	$R*D_{rx}$	0.01 h_e(cm)	C.V	D_{uy}(cm)	D_{ry} (cm)	$R*D_{ry}$	0.01 h_e(cm)	C.V
S/SOL	0	0	0	3,4	**C.V**	0	0	0	3,4	**C.V**
RDC	0,2	0,1	0,35	3,4	/	0	0,1	0,35	3,4	/
Etage 1	0,3	0,2	0,7	3,4	/	0,1	0	0	3,4	/
Etage 2	0,5	0,2	0,7	3,4	/	0,1	0	0	3,4	/
Etage 3	0,7	0,2	0,7	3,4	/	0,1	0,1	0,35	3,4	/
Etage 4	1	0,2	0,7	3,4	/	0,2	0,1	0,35	3,4	/
Etage 5	1,2	0,2	0,7	3,4	/	0,3	0	0	3,4	/
Etage 6	1,4	0,2	0,7	3,4	/	0,3	0,1	0,35	3,4	/
Etage 7	1,6	0,2	0,7	3,4	/	0,4	0,1	0,35	3,4	/

IV.5.11.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Selon la recommandation de RPA version 2003 **Art.5.9**Les effets du 2° ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

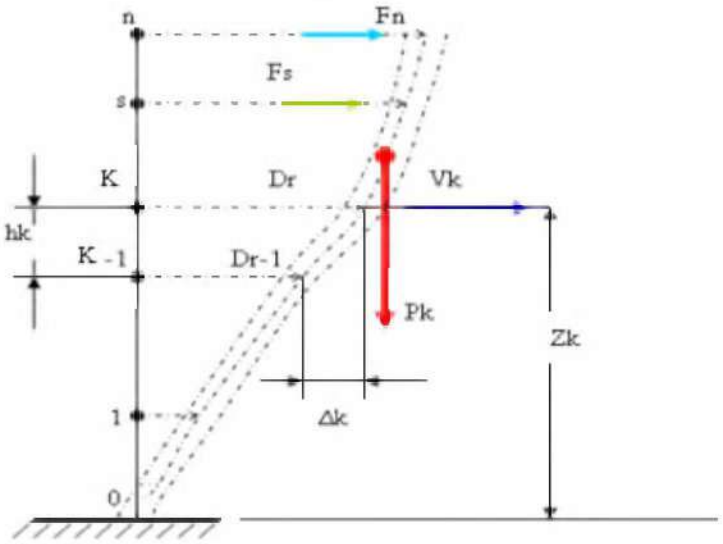


Figure IV-11: l'effetP-Δ

$$\theta = P_k * \Delta_k / Vk * h_k \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

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

Tableau IV.17.Vérification l'effet P-Δ.

	h(m)	W (kn)	V (kn)	D_{kx} (cm)	D_{ky} (cm)	θ_x	θ_y	θ= 0.10
S/SOL	3,4	11390,14	183,77	0	0	0,000	0,000	-
RDC	3,4	21615,4	329,95	0,1	0,1	0,019	0,019	CV
Etage 1	3,4	31840,66	494,92	0,2	0,1	0,038	0,019	CV
Etage 2	3,4	42065,92	659,89	0,2	0,1	0,037	0,019	CV
Etage 3	3,4	51890,71	792,56	0,3	0,2	0,058	0,039	CV
Etage 4	3,4	61715,5	951,07	0,3	0,3	0,057	0,057	CV
Etage 5	3,4	71540,29	1109,58	0,3	0,3	0,057	0,057	CV
Etage 6	3,4	81365,08	1268,09	0,3	0,4	0,057	0,075	CV
Etage 7	3,4	91396,57	1456,62	0,3	0,5	0,055	0,092	CV

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV-6- Conclusion :

Les catastrophes humaines et économiques qu'en engendrent des séismes importants dans des régions non préparées comme en Alger dernièrement doit inciter a suivi la qualité d'exécution des ouvrages parasismiques, qu'il reste encore très faible en Alger.

Le choix d'un bon site sur un bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesure de prévention imposées et celles recommandées par le RPA, permettra de limiter les dommages en cas de séisme.

Chapitre 5

Ferraillage des éléments Résistans

Introduction

Le ferraillage des éléments structuraux est l'objectif de toute étude de structure, dans ce chapitre on se limitera à donner des exemples de calcul seulement. Les autres éléments seront résumés dans des tableaux récapitulatifs.

Les objectifs du ferraillage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.1 Ferraillage des poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

V.1.1 Combinaisons de calcul

Pour les poutres le calcul se mènera suivants différentes combinaisons et ce :

- ✓ Selon le CBA93 :
  - **E.L.U : $1.35\,G + 1.5\,Q$ et G+Q+E**
  - **E.L.S :$G + Q$**
- ✓ Selon le RPA99v2003 :
  - **$G + Q \pm E$**
  - **$0.8\,G \pm E$**

V.1.2 Conditions de ferraillage

Le ferraillage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrits par le R.P.A.99v2003.

- **Armatures longitudinales (article 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{s\,min} = 0{,}5\%(bxh) = 0{,}005 * (40 * 60) = 12\ cm^2$$
$$A_{s\,min} = 0{,}5\%(bxh) = 0{,}005 * (30 * 50) = 7.5\ cm^2$$
$$A_{s\,min} = 0{,}5\%(bxh) = 0{,}005 * (30 * 30) = 4.5\ cm^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- Poutres de section $40 * 60$

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0{,}04 * (40 * 60) = 96\ cm^2 \\ A_s^{max} = 0{,}06 * (30 * 45) = 144\ cm^2 \end{cases}$$

- Poutres de section 30×50

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0{,}04 * (30 * 50) = 60 \text{ cm}^2 \\ A_s^{max} = 0{,}06 * (30 * 50) = 90 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Poutres de section 30×30

$$\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_s^{max} = 0{,}04 * (30 * 30) = 36 \text{ cm}^2 \\ A_s^{max} = 0{,}06 * (30 * 30) = 54 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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 :

- **situation durable :**

- Béton : γ_b =1,5 ; $_b\sigma$ = 25 Mpa ; σ_b =14,2Mpa.

- Acier:γ_s =1, 15; FeE 400; σ_s =348 Mpa.

- **situation accidentelle** :

- Béton : γ_b =1,15 ; $_b\sigma$ = 25 Mpa ; σ_b =18.48 Mpa.

- Acier:γ_s =1; FeE 400; σ_s =400 Mpa.

a- / Vérification des contraintes normales à L'ELS

Pour les poutres de rive on a fissuration préjudiciable, et pour celle intermédiaire on a fissuration non préjudiciable.

$$\text{On à : } \mathbf{y_1} = \frac{15A_s}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5\,A_s}} - 1\right]$$

• l'inertie de la section :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

Par conséquent :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I_1} y_1 < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s = 15\dfrac{M_{ser}}{I_1}(d - y_1) \end{cases}$$

V.1.3 : Armatures transversales :

Selon la recommandation de RPA version 2003 art 7.5.2.2 La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003.\ S\ .b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

Min de : (h/4, 12ϕ).

- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.4.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

D'après **CBA 93** :

$$St = \frac{0.8\, fe\ \ At}{b_0\,(\tau u - 0.3 f_{tj}\,.\,k)}$$

- fe : Résistance élastique des aciers
- At : La section des armatures transversales
- τu : Contrainte tangentielle
- b : Largeur de la section du béton
- f tj: Résistance du béton à la traction
- K : Coefficient dépend de la nature de la sollicitation

K=1 cas de flexion simple.

$K = 1 + 3\frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}}$ Cas de la flexion composée avec compressions.

$K = 1 - 3\frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}}$ Cas de la flexion composée avec traction.

Quelque soit les résultats obtenu par ce calcul on doit toujours veillez que les deux conditions suivantes soient suivant :

St <= 0.9 d et 40 cm

$$\frac{A_t\ Fe}{b_0\ S_t} >= 0.4 Mpa$$

Et avec celle de RPA version 2003.

- **Ferraillage minimale**
- **Condition de non fragilité**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s\,min} = \max\left\{0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000}\right\}$$

- Poutres de section $40 * 60$

$$A_{smin} = \max\left\{0{,}23 * 40 * 57 * \frac{2{,}1}{400}; \frac{40 * 57}{1000}\right\} = 2.57\ cm^2$$

- Poutres de section 30×50

$$A_{s\,min} = \max\left\{0{,}23 * 30 * 47 * \frac{2{,}1}{400}; \frac{30 * 47}{1000}\right\} = 1{,}70\ cm^2$$

- Poutres de section 30×35

$$A_{s\,min} = \max\left\{0{,}23 * 30 * 27 * \frac{2{,}1}{400}; \frac{30 * 35}{1000}\right\} = 1.05\ cm^2$$

- **Disposition constructives**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de **40ϕ** en zone **I**.

V.1.5 : Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau V-1 : Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.34\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

- **Les sollicitations :**

Tab .V.2 : moment des poutres secondaires de rive (40*60).

sollicitations des poutres principales 40*60					
Etage	travée		appuis		
	ELU	ELS	combinaison	ELU	ELS
Sous- sol	**249,18**	**181,53**	ELU	247,69	180,63
RDC	230,25	166,05	ELU	303,2	219,24
1er niveau	234,7	169,33	ELU	297,39	214,97
2ème niveau	233,61	168,54	ELU	298,29	215,64
3ème niveau	233,8	168,68	ELU	297,4	214,99
4ème niveau	229,59	165,67	ELU	302,68	218,79
5ème niveau	226,33	163,34	ELU	**306,96**	**221,86**
6ème niveau	228,52	164,91	ELU	303,35	219,27
7ème niveau	241,11	175,51	ELU	127,85	93,13

Tab .V.3: moment des poutres secondaires intermédiaire (40*60) :

sollicitations des poutres principales 40*60					
Etage	travée		appuis		
	ELU	ELS	combinaison	ELU	ELS
Sous- sol	184,43	217,17	ELU	135,39	169,83
RDC	187,93	235,44	ELU	134,22	158,2
1er niveau	188,58	235,58	ELU	133,22	159,21
2ème niveau	188,48	236,36	ELU	135,88	170,02
3ème niveau	184,49	239,34	ELU	135,8	170,48
4ème niveau	181,77	241,16	ELU	132,94	172,6
5ème niveau	182,27	241,57	ELU	130,99	173,9
6ème niveau	183,48	240,36	ELU	131,35	174,19
7ème niveau	167,99	227,52	ACC	121,03	164,05

Tab .V.4: moment des poutres secondaires 30x50 :

sollicitations des poutres principales 30*50					
Etage	travée		appuis		
	ELU	ELS	combinaison	ELU	ELS
Sous- sol	158,42	114,82	ELU	115,17	83,59
RDC	162,68	144,3	ELU	117	104,98
1er niveau	164,1	132,1	ELU	118,04	96,06
2ème niveau	163,78	128,02	ELU	117,8	93,1
3ème niveau	164,34	122,89	ELU	118,21	88,48
4ème niveau	161,99	131,17	ELU	116,5	95,39
5ème niveau	160,47	135,5	ELU	115,4	98,55
6ème niveau	161,39	125,09	ELU	116,07	90,98
7ème niveau	152,12	161,91	ELU	109,38	117,92

Tab .V.5 : moment des poutres secondaires 30x30 :

sollicitations des poutres principales 30*30					
Etage	travée		appuis		
	ELU	ELS	combinaison	ELU	ELS
Sous- sol	37,68	27,15	ELU	65,57	47,54
RDC	41,51	29,96	ELU	70,3	50,78
1er niveau	37,62	27,13	ELU	66,8	48,23
2ème niveau	33,84	24,4	ELU	63,06	45,53
3ème niveau	27,96	20,14	ELU	57,49	41,49
4ème niveau	22,31	16,06	ELU	51,83	37,43
5ème niveau	22,04	15,87	ELU	47,14	34
6ème niveau	22,7	15,89	ELU	40,89	29,48
7ème niveau	22,13	15,94	ELU	39,47	28,43

V.1.4- Ferraillage longitudinal

- Ferraillage des travées

- $b = 40cm\ ; h = 60\ cm\ ; d = 57\ cm\ ; d' = 3\ cm$

Pour ferrailler les poutres de cette dimensions, on fait recourt à la plus sollicité, celle-ci se trouve au niveau du plancher du 2ème niveau c'est-à-dire à +6.8; La barre la plus sollicitée sous la combinaison d'ELU.

La barre la plus sollicitée sous la combinaison d'ELS

$$M_u = \mathbf{249,18}\text{KN. msouslacombinaison : } 1{,}35G + 1{,}5Q$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{249.18}{40 * 57^2 * 14.2} = 0{,}13 < \mu_{lu} \Longrightarrow \text{donc section entierement comprimée.}$$

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.13}\right) = 0{,}182 < 0{,}259 \Rightarrow \text{Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348\text{MPa}$$

$$ß = (1 - 0{,}4\alpha) = (1 - 0{,}4 * 0{,}182) = 0{,}927$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{249.18}{0.927 * 57 * 348} = 0.00135\ m^2 = 13.55\ cm^2$$

On adopte le ferraillage suivant : **7T16**avec : $\mathbf{A_s = 14.06\ cm^2}$.

- **Ferraillage minimale**

$$A_{smin} = \max\{A_{smin}^{RPA}; A_{s\,min}^{BAEL}\}$$

$A_{smin} = \max\{12\ ;\ 2{,}57\} = cm^2 < A_s^{adoptée} = 14.06\ cm^2$ **condition vérifiée**

Ferraillage des appuis :

Le ferraillage se mènera sur les poutres de mêmes sections $40 * 60s$ sauf que cette fois ci, le moment max en travée ce n'est pas la même poutre, car celle-ci se trouve au 5ème étage ou +23.8 m.

La barre la plus sollicitée sous la combinaison d'ELU

La barre la plus sollicitée sous la combinaison d'ELS

$$M_{ELU} = \mathbf{-306,96}\text{KN. msouslacombinaison : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times \gamma - 0.1776 = 0.2987$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{306.96}{40 * 57^2 * 14.20} = 0.166 < \mu_{lu} \Longrightarrow \text{donc section entierement comprimée} \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.208}\right) = 0{,}228 < 0{,}259 \Rightarrow \text{Donc pivot A.}$$

$$\beta = (1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}42(1 - 0{,}4 * 0{,}228) = 0.908$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{303.96 * 10^{-3}}{57 * 0.908 * 348} = \mathbf{16.876\ cm^2.}$$

Donc on adopte **9T16**avec$\mathbf{A_s = 18.08\ cm^2.}$

- **Ferraillage minimale :**

$$A_{smin} = \max\{A_{smin}^{RPA}; A_{s\,min}^{CBA}\}$$

$A_{smin} = \max\{12\,;\ 2.57\} = 12\ cm^2 < A_s^{adoptée} = 18.08\ cm^2$ **condition vérifiée**

Les résultats du ferraillage seront récapitulés dans les tableauxsuivants :

Tab .V.6 : Ferraillage des poutres principales 40x60 poutres de rive.

niveau	poutre	Mu (kN.m)	A'(cm²)	As (cm²)	A_{min} (cm²)	A choix (cm²)	A (cm²)
S/SOL	travée	249,18	0	13,55	12	4T16+4T14	14.16
	appuis	247,69	0	13,46	12	4T16+4T14	14.16
RDC	travée	230,25	0	12,44	12	4T16+4T12	12.56
	appuis	303,2	0	16,8	12	12T14	18.36
1	travée	234,7	0	12,7	12	4T16+4T14	14.16
	appuis	297,39	0	16,45	12	8T14+4T12	16.76
2	travée	233,61	0	12,64	12	4T16+4T12	14.16
	appuis	298,29	0	16,5	12	8T14+4T12	16.76
3	travée	233,8	0	12,65	12	4T16+4T14	14.16
	appuis	297,4	0	16,45	12	8T14+4T12	16.76
4	travée	229,59	0	12,4	12	4T16+4T12	12.56
	appuis	302,68	0	16,77	12	12T14	18.36
5	travée	226,33	0	12,21	12	4T16+4T12	12.56
	appuis	306,96	0	17,03	12	12T14	18.36
6	travée	228,52	0	12,34	12	4T16+4T12	12.56
	appuis	303,35	0	16,81	12	12T14	18.36
7	travée	241,11	0	13,07	12	4T16+4T14	14.16
	appuis	127,85	0	6,69	12	4T16+4T12	12.56

Tableau V-7: vérification de l'effort normal a L'ELS :

niveau	Ms (appuis)	As (cm²)	Y (cm)	I (cm²)	$\sigma_b(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_S(Mpa)$
s/sol	181,53	14,16	20,49	397422,54	9,07	254,46	15	202
RDC	166,05	12,56	19,53	363499,03	8,65	260,82	15	202
1	169,33	14,16	20,49	397422,54	8,46	237,36	15	202
2	168,54	14,16	20,49	397422,54	8,42	236,26	15	202
3	168,68	14,16	20,49	397422,54	8,43	236,45	15	202
4	165,67	12,56	19,53	363499,03	8,63	260,22	15	202
5	163,34	12,56	19,53	363499,03	8,51	256,56	15	202
6	164,91	12,56	19,53	363499,03	8,59	259,03	15	202
7	175,51	14,16	20,49	397422,54	8,77	246,03	15	202
niveau	Ms (appuis)	As (cm²)	Y (cm)	I (cm²)	$\sigma_b(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_S(Mpa)$
s/sol	180,63	14,16	20,49	397422,54	9,03	253,20	15	202
RDC	219,24	18,36	22,67	479336,88	10,05	240,37	15	202
1	214,97	16,76	21,89	449245,89	10,15	256,89	15	202
2	215,64	16,76	21,89	449245,89	10,18	257,69	15	202
3	214,99	16,76	21,89	449245,89	10,15	256,91	15	202
4	218,79	18,36	22,67	479336,88	10,03	239,88	15	202
5	221,86	18,36	22,67	479336,88	10,17	243,24	15	202
6	219,27	18,36	22,67	479336,88	10,05	240,40	15	202
7	93,13	12.56	16,53	265913,55	5,62	215,16	15	202

On a la contrainte normal σs est supérieure à la contrainte admissible donc on doit refaire le ferraillage a l'ELU.

Tableau V-8 : refaire l ferraillage à L'ELS :

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	Y(m)	I (cm²)	σs (MPa)	σs_{adm} (MPa)	A choix (cm²)
s/sol	181,53	18,68	22,11	485204,449	195,81	202	**4T20+4T14**
RDC	166,05	17,08	21,37	455367,553	194,91	202	**4T20+4T12**
1-3	169,33	18,68	22,11	485204,449	182,65	202	**4T20+4T14**
4-6	165,67	17,08	21,35	454605,246	194,90	202	**4T20+4T12**
7	175,51	18,68	21,75	559,2	189,70	202	**4T20+4T14**
niveau	Ms (appuis)	As (cm²)	Y(m)	I (cm²)	σs (MPa)	σs (MPa)	A1 (cm²)
s/sol	180,63	18,68	22,11	485204,449	194,83	202	**4T20+4T14**
RDC-6	219,24	24.8	23,85	558035,757	195,36	202	**4T20+4T16**
7	93,13	12.56	17,71	320436,996	171,30	202	**4T16+4T12**

Tableau V-9 : Récapitulation de ferraillage :

travées	A choix (cm²)
s/sol 1- 2- 3- 7	4T20+4T14
RDC -4 -5 -6	4T20+4T12
appuis	**A choix (cm²)**
s/sol	4T20+4T14
RDC -1-2-3-4-5-6	4T20+4T16
7	4T16+4T12

b- Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

- D'après **CBA 93** :

$$St = \frac{0.8\,fe\;\;At}{b_0(\tau u - 0.3f_{tj}\,.\,k)}$$

c- Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau V-10- Justification des poutres (40*60) de rive sous sollicitation des efforts tranchants

Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau}_u$
Terrasse	149,52	1.35G+1.5Q	0,66	2.26	C.V
RDC+Etages	245,18	G+Q+EY	1,08	3.34	C.V
S/SOL	391,15	G+Q+EY	1,72	3.34	C.V

Tableau V.11 : Calcul des armatures transversales :

poutre 40x60 de rive							
ETAGE	calcul		vérification				Ferraillage
			CBA		RPA		
	At (cm²)	St (cm)	St (cm)	$\frac{A_t f_r}{b_0 S_t} \geq 0.4$ Mpa	St (cm)	At (cm2)	A choix
S/S	3.01	10	40	1.18	14,4	1,32	**6φ8**
RDC	3.01	10	40	1.18	14,4	1,32	**6φ8**
étages	3.01	10	40	1.18	14,4	1,32	**6φ8**
terrasse	3.01	10	40	1.18	14,4	1,32	**6φ8**

- **Plan de ferraillage :**

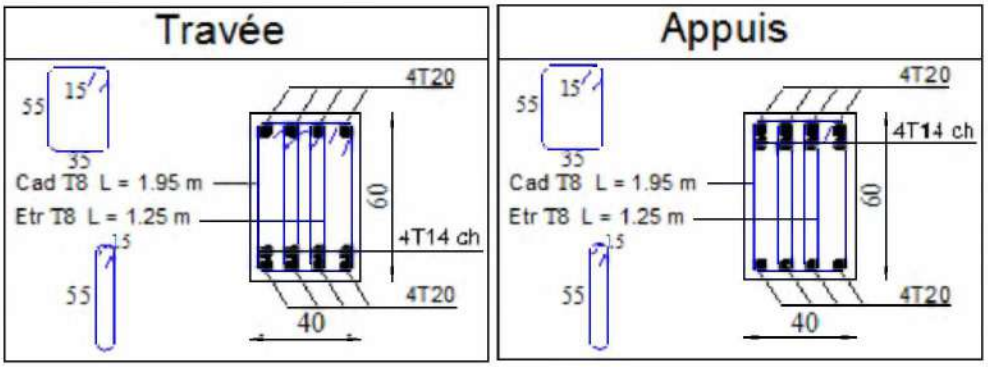


Figure V-1 : coupe de ferraillage de poutre de s.sol

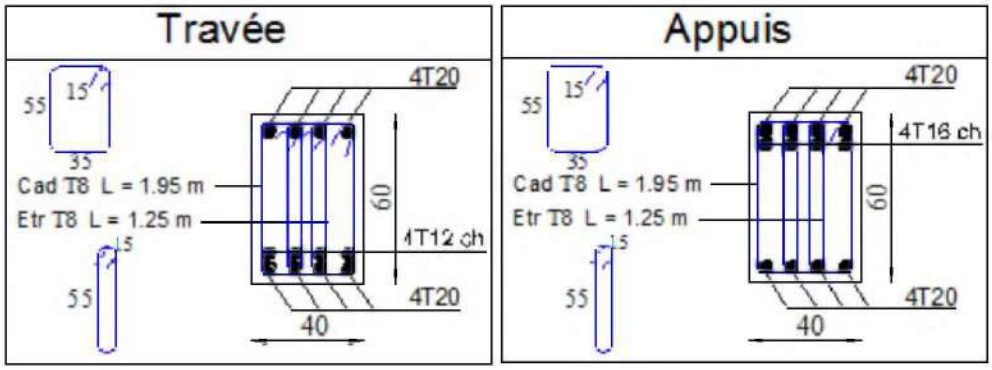


Figure V-2 : coupe de ferraillage de poutre de RDC

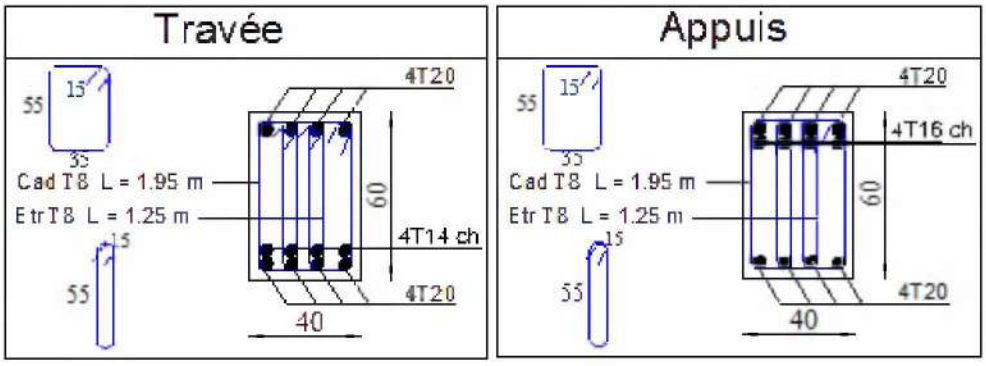


Figure V-2 : coupe de ferraillage de poutre des étages 1,2 et 3

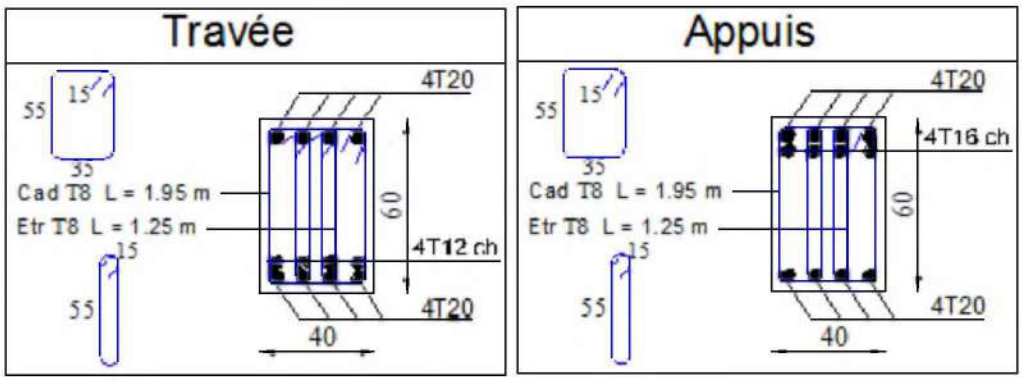


Figure V-2 : coupe de ferraillage de poutre des étages 4,5 et 6.

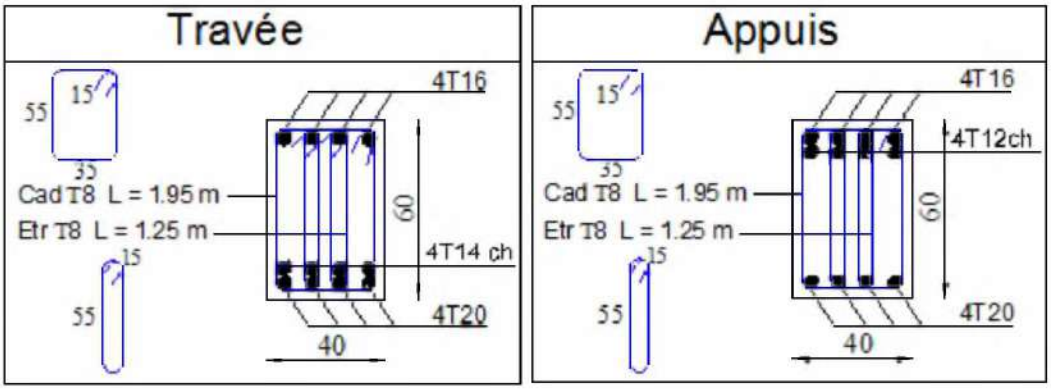


Figure V-2 : coupe de ferraillage de poutre d'étage 7

Tab .V.12 : Ferraillage des poutres secondaire de section40x60 poutre intermédiaire :

sollicitations des poutres principales 40x60 intermédiaire								
niveau	poutre	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	A'	As (cm²)	A_{min} (cm²)	A1 (cm²)	A choix
S/SOL	travée	184,43	135,39	0	9,82	**12**	**8T14**	12.24
	appuis	217,17	169,83	0	11,68	**12**	**8T14**	12.24
RDC-6	travée	187,93	134,22	0	10,01	**12**	**8T14**	12.24
	appuis	235,44	158,2	0	12,74	**12**	**4T16+4T14**	14.16
7	travée	167,99	121,03	0	8,89	**12**	**8T14**	12.24
	appuis	227,52	164,05	0	12,28	**12**	**4T16+4T12**	12.56

Tableau V-13 : vérification de l'effort normal a L'ELS :

niveau	**Ms (travée)**	**As (cm²)**	**Y (m)**	**I (cm⁴)**	$\sigma_b(Mpa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\overline{\sigma}_S(Mpa)$
s/sol	217,17	12.24	17,71	320437	12	15	-	-
RDC-6	241,57	12.24	17,71	320437	13,01	15	-	-
7	227,52	12.24	17,71	320437	**16.24**	15	**448.56**	400
niveau	Ms (travée)	As (cm²)	y	I (cm⁴)	$\sigma_b(Mpa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\overline{\sigma}_S(Mpa)$
s/sol	169,83	12,24	18,74	356509	8,93	15	-	-
RDC-6	174,19	14,16	19,86	397423	7,91	15	-	-
7	164,05	12,56	18,74	356509	8,62	15	**257.68**	202

On doit refaire le ferraillage comme il 'est illustre dans le tableau suivants :

Tableau V-14 : ferraillage a L'ELS :

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	y	I (cm²)	$\sigma_s(Mpa)$	$\overline{\sigma}_S(Mpa)$	A choix	A (cm²)
7	227,52	17.08	17,71	320437	327,44	400	**4T20+4T12**	12.24
niveau	Ms (travée)	As (cm²)	y	I (cm²)	σ_s	$\overline{\sigma}_S$	A choix	A (cm²)
7	164,05	17.08	18,74	356509	192,57	202	**4T20+4T12**	12.24

Tableau V-15 : Récapitulation de ferraillage de la poutre 40-60 intermédiaire.

sollicitations des poutres principales 40x60 intermédiaire		
niveau	poutre	A choix
S/SOL	travée	**8T14**
	appuis	**8T14**
RDC- 6	travée	**8T14**
	appuis	**4T16+4T14**
7	travée	**4T20+4T12**
	appuis	**4T20+4T12**

a- Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

Tableau V-16- Justification des poutres (40*60) intermédiaire sous sollicitation des efforts tranchants

Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau}_u$
Terrasse	197,16	1.35G+1.5Q	0,86	2.25	C.V
RDC+Etages	185,16	1.35G+1.5Q	0,81	3.34	C.V
S/SOL	188,45	1.35G+1.5Q	0,83	3.34	C.V

b- des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

- D'après **CBA 93** :

$$St = \frac{0.8\, fe\ \ At}{b_0 (\tau u - 0.3 f_{tj} . k)}$$

Tableau V.17 : Calcul des armatures transversales :

poutre 40x60intermédiaires							
ETAGE	calcul		vérification				Ferraillage
			CBA		RPA		
	At (cm²)	St (cm)	St (cm)	$\frac{A_t f_r}{b_0 S_t} \geq 0.4$ Mpa	St (cm)	At (cm2)	A choix
RDC	3.01	10	40	2.56	14,4	1,32	**6φ8**
1	3.01	10	40	2.56	14,4	1,32	**6φ8**
2	3.01	10	40	2.56	14,4	1,32	**6φ8**
3	3.01	10	40	2.56	14,4	1,32	**6φ8**
4	3.01	10	40	2.56	14,4	1,32	**6φ8**
5	3.01	10	40	2.56	14,4	1,32	**6φ8**
6	3.01	10	40	2.56	14.4	1.32	**6φ8**
7	3.01	10	40	2.56	14,4	1,32	**6φ8**

- **Plan de ferraillage :**

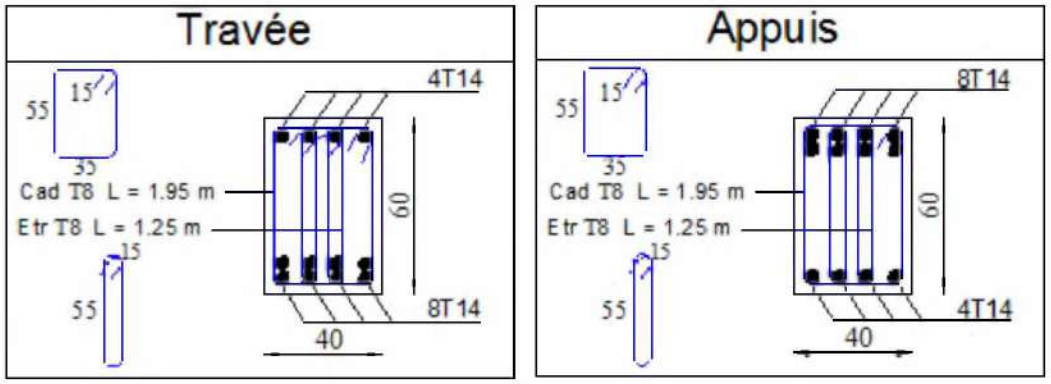


Figure V-12 : coupe en plans de ferraillage de poutre de S.SOL

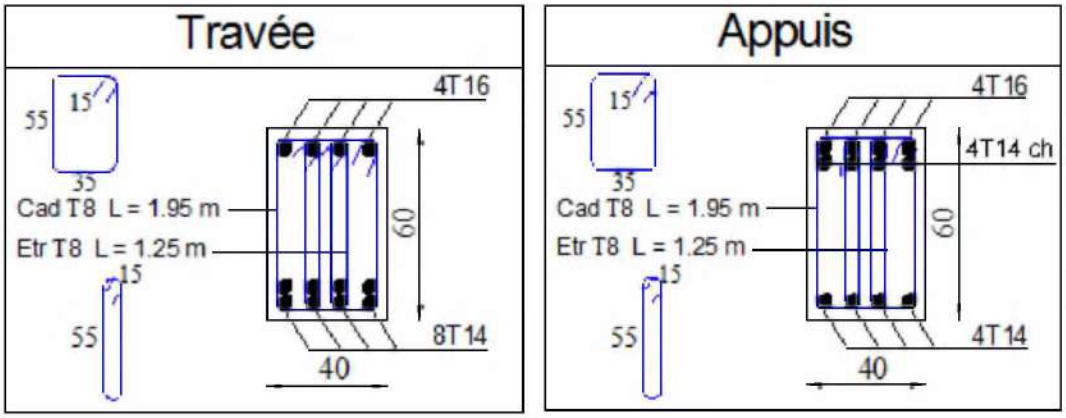


Figure V-12 : coupe en plans de ferraillage de poutre des étages RDC à 6.

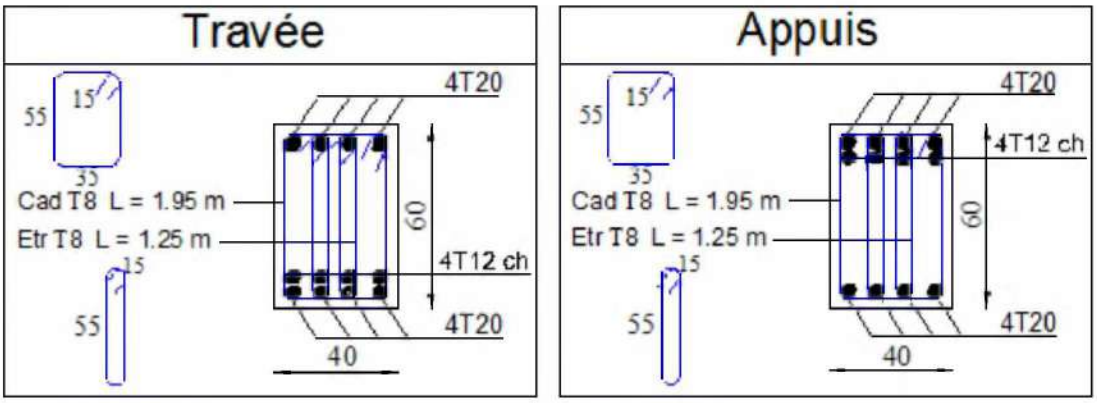


Figure V-12 : coupe en plans de ferraillage de poutre de étage 7.

- **Poutre 30x30 :**

Tab.V.18 : Ferraillage des poutres principales 30x30 :

niveau	poutre	Mu (kN.m)	A'	As (cm²)	A min (cm²)	A1 (cm²)	A choix
étages	travée	37,68	0	4,20	**4.5**	**4T12**	4.66
	appuis	65,57	0	7,74	**4.5**	**4T16**	8.04

Tableau V-19- : vérification de l'effort normal a L'ELS :

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	Y (cm))	I (cm²)	$\sigma_b(Mpa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\overline{\sigma}_S(Mpa)$
s/sol	37,68	4,66	9,1	29932,1	11,5	15	-	-
RDC-3	41,51	4,66	9,1	29932,1	12,7	15	-	-
4-6	22.7	4,66	9,1	29932,1	6,9	15	-	-
7	22.13	4.66	9,1	29932,1	6,7	15	198.20	202
niveau	**Ms (travée)**	**As (cm²)**	**Y (cm)**	**I (cm²)**	$\sigma_b(Mpa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\overline{\sigma}_S(Mpa)$
s/sol	47,54	8,04	11,25	44154,62	12,11	15	-	-
RDC-3	50,78	8,04	11,25	44154,62	12,94	15		
4-6	37.43	8,04	10,10	36136,43	10,46	15	-	-
7	50,78	8,04	10,10	36136,43	7,94	15	199,5	202

a- Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

Tableau V-20- Justification des poutres (30x30) sous sollicitation des efforts tranchants

Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau}_u$
Terrasse	43,23	1.35G+1.5Q	0,53	2.26	C.V
RDC+Etages	201,23	G+Q+EY	2,48	3.34	C.V
S/SOL	90,32	G+Q+EX	1,12	3.34	C.V

b- Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

- D'après **CBA 93** :

$$St = \frac{0.8\,fe\;\;At}{b_0(\tau u - 0.3f_{tj}.k)}$$

Tableau V.21 : Calcul des armatures transversales :

poutre 30x30							
ETAGE	calcul		vérification				Ferraillage
			CBA		RPA		
	At (cm²)	St (cm)	St (cm)	$\frac{A_t f_r}{b_0 S_t} \geq 0.4$ Mpa	St (cm)	At (cm2)	A choix
RDC	3.01	11	40	1.43	14,4	0.72	**6φ8**
1-6	3.01	11	40	1.43	14,4	0.72	**6φ8**
terrasse	3.01	11	40	1.43	14,4	0.99	**6φ8**

- **Coupe en plan de ferraillage :**

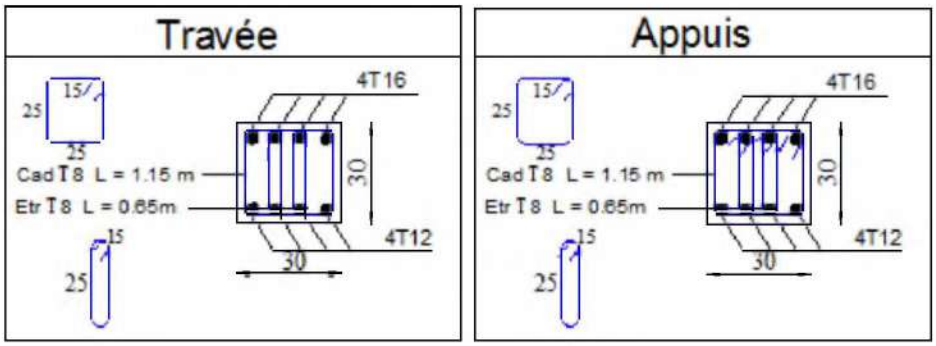


Figure V-12 : coupe de ferraillage de poutre 30x30.

- **Poutre 30x50 :**

Tab. V.22 : Ferraillage des poutres principales 30x50 :

sollicitations des poutres principales 30x50									
niveau	poutre	Mu (cm²)	μ_{lim}	μ	A'(cm²)	As (cm²)	A_{min} (cm²)	A1 (cm²)	A choix
S/SOL	travée	158,42	0,291	0,168	0	10,68	**7.5**	**4T16+2T14**	11.10
	appuis	114,82	0,291	0,122	0	7,51	**7.5**	**8T12**	9.04
RDC	travée	162,68	0,297	0,173	0	11,00	**7.5**	**4T16+2T14**	11.10
	appuis	124,3	0,291	0,153	0	8.99	**7.5**	**8T12**	9.04
1	travée	164,1	0,296	0,174	0	11,10	**7.5**	**4T16+2T14**	11.10
	appuis	132,1	0,291	0,140	0	8,74	**7.5**	**8T12**	9.04
2	travée	163,78	0,297	0,174	0	11,08	**7.5**	**4T16+2T14**	11.10
	appuis	128,02	0,291	0,136	0	8,45	**7.5**	**8T12**	9.04
3	travée	164,34	0,296	0,175	0	11,08	**7.5**	**4T16+2T14**	11.10
	appuis	122,89	0,296	0,131	0	8,08	**7.5**	**8T12**	9.04
4	travée	161,99	0,297	0,172	0	10,95	**7.5**	**4T16+2T14**	11.10
	appuis	131,17	0,291	0,139	0	8,67	**7.5**	**8T12**	9.04
5	travée	160,47	0,297	0,171	0	10,83	**7.5**	**4T16+2T14**	11.10
	appuis	135,5	0,291	0,144	0	8,99	**7.5**	**8T12**	9.04
6	travée	161,39	0,297	0,172	0	10,90	**7.5**	**4T16+2T14**	11.10
	appuis	125,09	0,291	0,133	0	8,24	**7.5**	**8T12**	9.04
7	travée	152,12	0,297	0,162	0	10,21	**7.5**	**4T16+2T14**	11.10
	appuis	161,91	0,291	0,172	0	10,94	**7.5**	**4T16+2T14**	11.10

Tableau V-23- : vérification de l'effort normal a L'ELS :

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	Y (m)	I (cm²)	$\sigma_b(Mpa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\overline{\sigma}_S(Mpa)$
s/sol	114,82	11,1	17,96	198345,09	10,39	15	-	-
RDC-6	144,3	11,1	17,96	198345,09	13,06	15	-	-
7	161,91	11,1	17,96	198345,09	14,66	15	355.63	400
niveau	**Ms (appuis)**	**As (cm²)**	**Y(m)**	**I (cm²)**	$\sigma_b(Mpa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\overline{\sigma}_S(Mpa)$
s/sol	83,59	9,04	16,58	171058,86	8,10	15	-	-
RDC	104,98	9,04	16,58	171058,86	10,18	15	-	-
7	117,92	11,1	17,96	198345,09	10,67	15	**259.01**	202

Tableau V-24- : vérification de l'effort normal a L'ELS :

niveau	Ms (travée)	As (cm²)	Y(cm)	I (cm²)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_S$ (Mpa)	A choix
7	117,92	16.08	20,603	255524,90	9,508	15	182.57	202	**8 T16**

Tableau V-25 : Récapitulation de ferraillage de poutre 30x50 :

sollicitations des poutres principales 30x50		
S/SOL - 6	travée	4T16+2T14
	appuis	8T12
7	travée	4T16+2T14
	appuis	8T16

a- Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d}$$

Tableau V-25- Justification des poutres (30*50) sous sollicitation des efforts tranchants

Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau u \leq \overline{\tau}_u$
Terrasse	127,45	1.35G+1.5Q	0,90	2.5	C.V
RDC+Etages	162,92	1.35G+1.5Q	1,16	3.34	C.V
S/SOL	182,53	1.35G+1.5Q	1,29	3.34	C.V

b- Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

- D'après **CBA 93** :

$$St = \frac{0.8\, fe\ \ At}{b_0 (\tau u - 0.3 f_{tj} . k)}$$

Tableau V.26 : Calcul des armatures transversales :

poutre 30x50							
ETAGE	calcul		vérification				Ferraillage
			CBA		RPA		
	At (cm²)	St (cm)	St (cm)	$\frac{A_t f_r}{b_0 S_t} \geq 0.4$ Mpa	St (cm)	At (cm2)	A choix
s/s	3.01	8	40	1.96	14,4	1,32	**6φ8**
RDC-6	3.01	8	40	1.96	14,4	1,32	**6φ8**
7	3.01	8	40	1.96	14,4	1,32	**6φ8**

- **Coupe de ferraillage des poutres :**

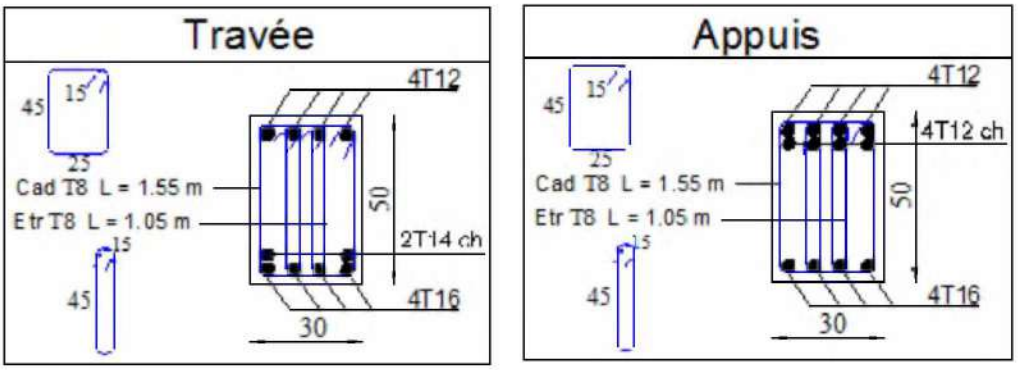


Figure V-15 :coupe de ferraillage de poutre des étages s.sol à 6.

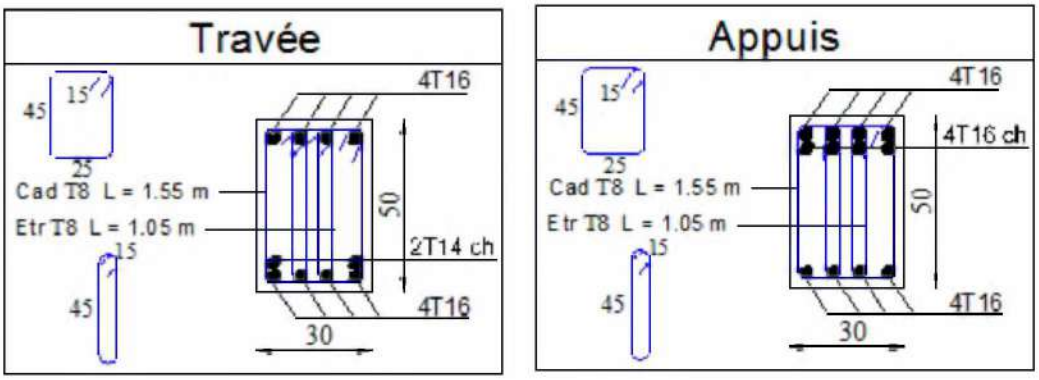


Figure V-15 :coupe de ferraillage de poutre d'étage 7.

V.2 : Ferraillage des poteaux :

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Donc le ferraillage de celui-ci est fait pour les cas les plus défavorables des combinaisons suivantes :

- Effort de compression et le moment correspondant.
- Effort de traction et le moment correspondant.
- Moment fléchissant et l'effort normal (compression, traction) correspondant.

V.2.2 Recommandation des règlements

A/ Recommandation du Règlement Parasismique Algérien (99.v2003)

- **Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales et suivant l'article **7.4.2** doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- leur pourcentage minimal sera de :
  - 0.7% en zone I
    - **Poteau 45*45 : As_{min} =14.175 cm²**
    - **Poteau 45*45 : As_{min} =21.175 cm²**
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 3% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement :
  - 50ϕ en zone I_b.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - 25 cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

A partir des résultats obtenu dans le chapitre précédant on est dans le cas de système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé et ce conformément au **RPA version 2003 Art.3.4.A.2**

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.
- Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : **R= 3.5**

Donc les poteau ne reprennent pas les efforts tranchant donc seront calcul en compression simple.

D'après l'article **B 8.2.1.0.** Un poteau est réputé soumis à une compression centrée" s'il n'est sollicité en plus de l'effort normal de compression que par des moments dont l'existence n'est pas prise en compte dans la justification de la stabilité et de la résistance des éléments qui lui sont

liés et qui ne conduisent par ailleurs qu'à de petites excentricités de la force extérieure, c'est à dire n'excédant pas l'ordre de grandeur de la moitié de la dimension du noyau central.

Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison d'actions à considérer est :

$$1{,}35\ G + 1{,}5\ Q$$

V.2.3.1 Ferraillage longitudinale

1)- Définition

Une pièce en béton armé est soumise à la compression simple lorsque les forces agissants sur une section droite se réduisent à un effort normal N de compression appliqué au centre de gravité de la section.

2)- Effort normal résistant

Une section en béton armé d'aire B contenant une section d'acier A résiste théoriquement à un effort normal ultime :

$$\mathbf{N= B\ f_{bu}+ As\ (2‰)}$$

3)- Poteaux soumis à une compression centrée

Pratiquement, les charges transmises aux poteaux ne sont jamais parfaitement centrées (imperfections d'exécution, moments transmis par les poutres, dissymétrie de chargement etc…)

Réglementairement (Art. B.8.4), un poteau est réputé soumis à une "compression centrée" si

- l'excentricité de l'effort normal est faible (inférieure à la moitié de la dimension du noyau central).

- l'imperfection géométrique du poteau est estimée au plus égale à max (1cm, ℓo/500) avec ℓo= la longueur libre du poteau.

- l'élancement mécanique "λ" du poteau est inférieur ou égal à 70.

Poteau d'un bâtiment courant :

Pour les bâtiments à étages contreventés par des pans verticaux (murs, voile, cage d'escaliers etc.…) avec continuité des poteaux et de leur section, la longueur de flambement "ℓf " est prise égale à :

- 0.7ℓo si le poteau est à ses extrémités :
  - soit encastré dans un massif de fondation
  - soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ℓo dans les autres cas

ℓo = longueur libre du poteau

La longueur libre d'un poteau de bâtiment (Art. B8.3,1) est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher

- **Evaluation forfaitaire de l'effort normal résistant**

• L'étude du flambement suivant les prescriptions de l'article A4.4 du BAEL étant compliquée, on a été amené, dans le cas des poteaux soumis à une "compression centrée", à considérer des règles forfaitaires simples.

• L'effort normal résistant ultime (ou force portante) du poteau est obtenu par correction de la formule théorique comme suit (Art. B8.4) :

a- Calcul des armatures longitudinales

-1 a l'ELU de résistance :

$$A = \frac{N_u - \sigma_{bc} B}{\sigma_s}.$$

-1 a l'ELU de stabilité de forme :

$$A = \frac{\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b}}{\sigma_s}.$$

Avec B : Section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul

Br : Section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre sur tout son périphérique

α : coefficient

Pour $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$

Pour $50 \leq \lambda \leq 70$: $\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$, $i = \frac{\sqrt{b}}{12}$ (Section rectangulaire)

i= max (i_{xx}, i_{yy}) dans le cas ou b≠h

Nu : l'effort normal ultime pondéré, qu'on déduit après descente de charge.

- γb : Coefficient de sécurité du béton tel que:
  - γb = 1, 5 Situation durable ou transitoire.
  - γb =1, 15 Situation accidentelle.
- γs: Coefficient de sécurité de l'acier tel que:
  - γs = 1, 15 Situation durable ou transitoire.

- $\gamma s = 1, 0$ Situation accidentelle.

b- Vérification a l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15A}.$$

$$\sigma_s = 15\,\sigma_b$$

- On calcule les poteaux en tenant compte des règlements en vigueur sous situations durable :

situation durable :

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $_b\sigma = 25$ Mpa ; $\sigma_b = 14,2$Mpa.

Acier:$\gamma_s = 1, 15$; FeE 400; $\sigma_s = 348$ Mpa.

c- Sections extrêmes :

- **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

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

- **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]:**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

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

$0,8\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$: En zone courante

$0,8\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

V.2.3.2.Détermination des armatures transversales :

V.2.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V.2.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93 :**

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow situationdurable\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow situationaccidentalle\end{cases}$$

- **Selon le RPA99 version 2003 :►► [Art 7.4.3.2]◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec :

λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ \text{i} &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de coté "a" l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.2.3.2.c. Calcul des armatures transversales :

- **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3]◄◄:**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$ Dans le cas de la flexion composée$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- $\frac{A_t*f_{et}}{b_0*S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :►► [Art 7.4.2.2]◄◄ :**

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho.Vu}$$

Avec:

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau
- $\lambda_g = \ell_f/a$

ρ =2.5 si $\lambda_g \geq 5$

ρ=3.75 dans les cas contraires

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale : $St \leq$ Min ($10\phi_l$, 15 cm) en zone I
  - Dans la zone courante : $St \leq 15\phi_l$ en zone I
- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b)en % est donnée comme suit :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$.

0.8% si $\lambda_g \leq 3$.

Dans notre cas les poteaux ne reprend pas de l'effort tranchant ; pour les armatures transversales on adopt la section minimal de RPA version 2003.

V-2-4 : Calcul de ferraillage :

- **Poteau de rive :**

Tableau : V-27 : caractéristique des poteaux de rive :

niveau	B (m)	H (m)	Nu (kn)	A_{re} (mm)	A_{st}(mm)	A min	A choix	As (cm²)
s/s	0,55	0,55	3253,07	-2606,07	-9365,08	21.17	**8T20**	**25.12**
RDC	0,55	0,55	3253,07	-2606,07	-9365,08	21.17	**8T20**	**25.12**
1	0,55	0,55	2772,52	-3807,45	-9366,54	21.17	**8T20**	**25.12**
2	0,55	0,55	1919,54	-5939,90	-9369,14	21.17	**8T20**	**25.12**
3	0,45	0,45	1859,48	-2540,05	-13998,86	14.17	**8T16**	**16.08**
4	0,45	0,45	1445,45	-3575,12	-14000,14	14.17	**8T16**	**16.08**
5	0,45	0,45	1050,07	-4563,57	-14001,37	14.17	**8T16**	**16.08**
6	0,45	0,45	670,89	-5511,52	-14002,54	14.17	**8T16**	**16.08**
7	0,45	0,45	309,17	-6415,82	-14003,67	14.17	**8T16**	**16.08**

Vérification a l'ELS :

Tableau : V-28 : vérification des contraintes à l'ELS dans les poteaux de rive :

Niveau	N_{ser} (kn)	σb(Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\overline{\sigma}_S$(Mpa)
s.sol	2370,09	6,998	15	104,97	202
RDC	2370,09	6,998	15	104,97	202
1	2020,02	5,964	15	89,46	202
2	1394,32	4,117	15	61,75	202
3	1354,91	5,890	15	88,34	202
4	1053,46	4,579	15	68,69	202
5	765,6	3,328	15	49,92	202
6	489,56	2,128	15	31,92	202
7	225,92	0,982	15	14,73	202

- **Détermination des armatures transversales :**

On a motionner avant que les poteaux ne reprend pas les 'effort tranchants donc leur ferraillage aves les armatures transversale se fera avec la quantité minimal de RPA version 2003 selon l'article **7.4.2.2.**

On détermine la quantité des armatures transversales pour le poteau de RDC de h=3.4 m et résume les autres cas dans un tableau après.

- $A_t = n_t.a_t = 8\phi8 = 4.04\ cm^2$
- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale : $St \leq$ Min $(10\phi_l, 15\ cm)$ en zone I
  - Dans la zone courante : $St \leq 15\phi_l$ en zone I

Pour notre poteau de section 50*140 on adopt un espacement entre les armatures transversales est :

S_t=15 cm zone nodale
St=10cm zone courante

Tableau : V-29: Vérification de ferraillage transversal avec la recommandation de RPA version 2003 et de CBA 1991.

ETAGE	Calcul				vérification				Ferraillage
					CBA	RPA			
	Al (cm²)	Zone courante	At	St adopt	$\frac{A_t f_{et}}{bS_t} \geq 0.4$	St (cm)	At /b St		A choix
SS-2	24,12	0,8%	3,14	25	2,8	14,4	0,38%	ok	**4T10**
3-7	15.16	0,8%	3,14	20	2,8	14,4	0,47%	ok	**4T10**

- **Poteau intermédiaire :**

Tableau : V-30: ferraillage des poteaux intermédiaire :

Niveau	b(m)	H(m)	Nu(Kn)	A_{re} (mm²)	A_{st}(mm²)	Amin (cm²)	A choix	As (cm²)
ss.sol	0,55	0,55	3533,32	-1905,45	-9364,22	21.17	8T20	25.12
RDC	0,55	0,55	3127,67	-2919,57	-9365,46	21.17	8T20	25.12
1	0,55	0,55	2715	-3951,25	-9366,72	21.17	8T20	25.12
2	0,55	0,55	2309,91	-4963,97	-9367,95	21.17	8T20	25.12
3	0,45	0,45	1906,62	-2422,20	-13998,71	14.17	8T16	16.08
4	0,45	0,45	1516,15	-3398,37	-13999,92	14.17	8T16	16.08
5	0,45	0,45	1131,51	-4359,97	-14001,11	14.17	8T16	16.08
6	0,45	0,45	750,37	-5312,82	-14002,30	14.17	8T16	16.08
6	0,45	0,45	750,37	-5312,82	-14002,30	14.17	8T16	16.08

- **Vérification de contrainte normales à l'ELS :**

Tableau : V-31 : Vérification de contrainte normales à l'ELS des poteaux de rive :

Niveau	N_{ser}	$\bar{\sigma}_{bc}$(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\bar{\sigma}_S$(Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$(Mpa)
s.sol	2560,27	7,659	15	114,89	202
RDC	2256,59	6,751	15	101,26	202
1	1967,8	5,887	15	88,30	202
2	1674,46	5,009	15	75,14	202
3	1382,42	6,178	15	92,67	202
4	1099,83	4,915	15	73,72	202
5	821,44	3,671	15	55,06	202
6	545,58	2,438	15	36,57	202
7	273,59	1,223	15	18,34	202

Tableau : V-32 : Vérification de ferraillage avec la recommandation de RPA version 2003 et de CBA 1991.

ETAGE	Calcul				vérification				Ferraillage
					CBA	RPA			
	Al (cm²)	Zone courante	At	St adopt	$\frac{A_t f_{et}}{bS_t} \geq 0.4$	St (cm)	At /b St		A choix
SS-2	24,12	0,8%	3,14	25	2,8	15	0,38%	ok	4T10
3-7	15.16	0,8%	3,14	20	2,8	15	0,47%	ok	4T10

- **Coupe de ferraillage :**

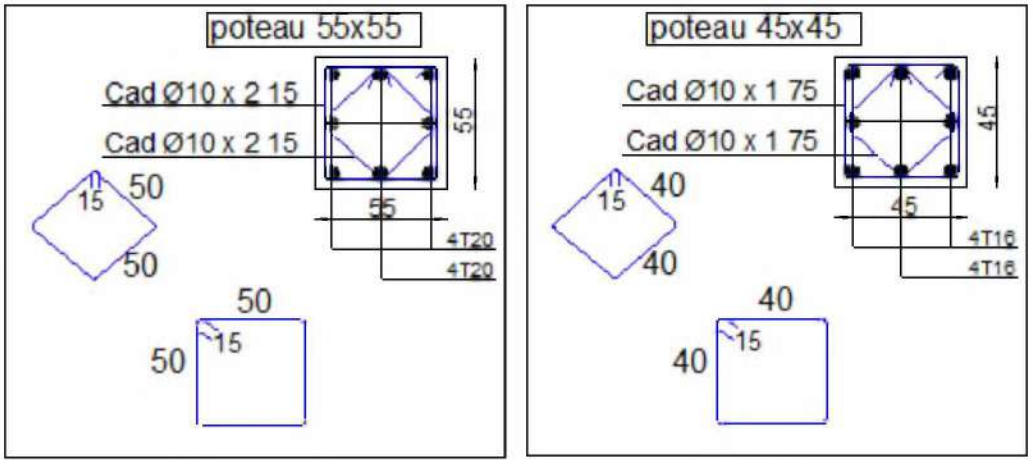


Figure V-15 /coupe de ferraillage des poteaux.

V.3.Ferraillage des voiles :

V.3.1.Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

A. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A.1.1.Aciers verticaux : [1][Art 7.7.4.1]

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

A.1.2.Aciers horizontaux : [1][Art 7.7.4.2]

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes : [1][Art 7.7.4.3]**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 30cm$$

$$S \leq 1,5.e$$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :
- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.1.3.Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

B. Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.
Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes
Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseurs suivantes :

- e=15 cm.

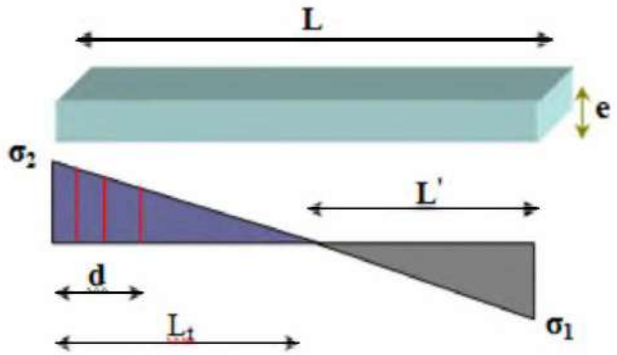
➢ **Méthode de calcul : [1]**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I}$$

$$\sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I}$$



N : l'effort normal.**Figure V-1 : distribution des contraintes dans les voiles**

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles :

1- Section entièrement tendue (**SET**): σ_1 et $\sigma_2 < 0$

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] \times e \times L$$

2- Section entièrement comprimée (**SEC**): σ_1 et $\sigma_2 > 0$

$$A_{S\min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : σ_1 et σ_2 de signes opposées.

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

C. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t \leq \emptyset_v$.

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1]►►[Art 7.7.4.3]◄◄**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

- b_0 : épaisseur de voile.
- d : hauteur utile d=0.9h
- h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

D. Ferraillage horizontal :

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : $At=2.at=2.\pi\phi_t^2/4=1.00cm^2$, $\phi t=8$ mm.

L'espacement St des aciers horizontaux : $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$

- $K=1+3(\sigma_{cm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec compression.
- $K=1-10(\sigma_{tm}/ f_{cj})$ en flexion composée avec traction.
- $\sigma_{cm}=N_c/B$, $\sigma_{tm}=N_t/B$ (N_c: effort normal de compression, N: effort normal de traction

  B=L*a: section totale du béton et F_{cj} : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que :

$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm] (2)

St ≤ min (1,5a, 30cm) **Art 7.7.4.3**

Pour le calcul des voiles on étudier tout les cas dans les déférents étages:

On a dans notre projet 5 cas des voiles :

- voile 1(extrême) : L=1.5 m e=15 cm ;
- voile 2(intermédiaire) : L=1.5 m e=15 cm ;

- voile 3(suivant X et Y) : L= 5.2cm, e=15 cm ;
- voile 4 : L=5.2 cm e=30 cm ;
- voile 5(avec deux ouverture) : L=5.2 m ; e=30 cm.

Remarque :

Le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment. On doit faire le ferraillage pour une seule nappe.

1- **Calcul de ferraillage du 1ier voiles :** ce type de voiles est de dimension L=1.5 m ; et de épaisseur de 15 cm (voile extrême) comme il 'est illustrer dans la figure suivante.

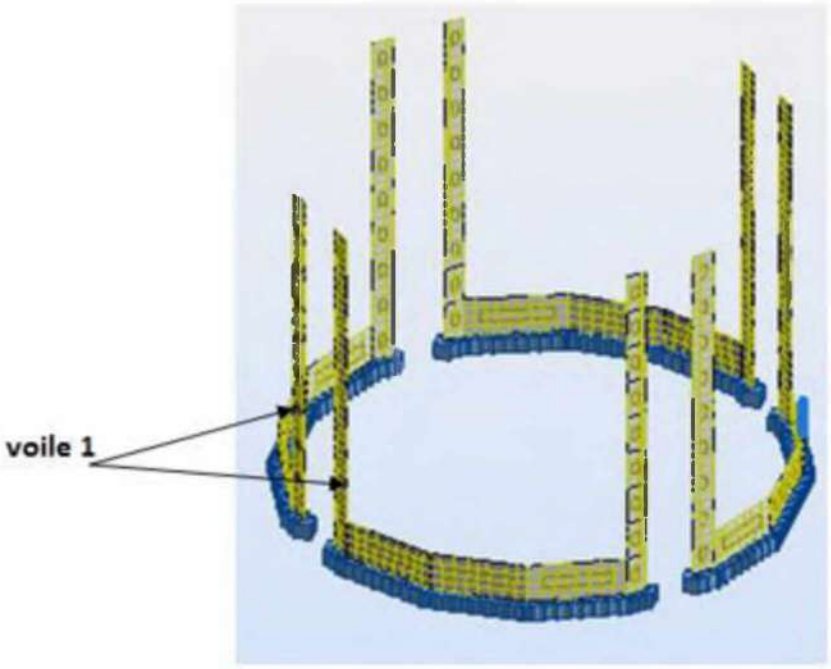


Figure V-2 : position du voile 1

Le 1ieretage contient un autre type des voiles (voiles périphérique).

V-33 : calcul de ferraillage vertical des voiles 1.

		l=2m			e=15 cm					
	étage	H(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2(Mpa)	nature	L_t(m)	F (kn)	A (cm²)	A=A' (cm²)	A choix	A (cm²)
	s/sol	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RDC	3,4	2,28	-2,29	SPC	0,774	257,625	6,44	3,22	**8T10**	**6.24**
	1	3,4	2,15	-2,22	SPC	0,712	249,75	6,24	3,12	**8T10**	**6.24**
	2	3,4	2,46	-2,01	SPC	0,698	226,125	5,65	2,83	**8T10**	**6.24**
	3	3,4	2,31	-2,41	SPC	0,777	271,125	6,78	3,39	**8T10**	**6.24**
	4	3,4	2,24	-2,3	SPC	0,772	258,75	6,47	3,23	**8T10**	**6.24**
	5	3,4	2,17	-2,15	SPC	0,775	241,875	6,05	3,02	**8T10**	**6.24**
	6	3,4	2,01	-2,01	SPC	0,692	226,125	5,65	2,83	**8T10**	**6.24**
	7	3,4	2,35	-2,31	SPC	1,500	259,875	6,50	3,25	**8T10**	**6.24**

Voile 1

Tableau V-34 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :

A_{adopt} (cm²)	0.2% B_t	A_{min} CBA (cm2)	A_{min} RPA (cm2)		S_t d'about (cm)	St courante (cm)
6.24	4,5	2,25	3,38	CV	20	20
6.24	4,5	2,25	3,38	CV	20	20
6.24	4,5	2,25	3,38	CV	20	20
6.24	4,5	2,25	3,38	CV	20	20
6.24	4,5	2,25	3,38	CV	20	20
6.24	4,5	2,25	3,38	CV	20	20
6.24	4,5	2,25	3,38	CV	20	20
6.24	4,5	2,25	3,38	CV	20	20
6.24	4,5	2,25	3,38	CV	20	20

Vérification des voiles à l'effort tranchant :

Tableau V-35 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T (kn)	τ (MPa)	τ (adm) (Mpa)	
S/SOL	3,4	1,5	0,25	0	0,000	5	CV
RDC	3,4	1,5	0,25	1732,935	3,171	5	CV
1	3,4	1,5	0,25	1642,02	3,005	5	CV
2	3,4	1,5	0,25	1617,78	2,961	5	CV
3	3,4	1,5	0,25	1428,195	2,614	5	CV
4	3,4	1,5	0,25	1248,315	2,284	5	CV
5	3,4	1,5	0,25	1144,77	2,095	5	CV
6	3,4	1,5	1,25	1008,36	0,369	5	CV
7	3,4	1,5	2,25	1054,095	0,214	5	CV

- **Calcul de ferraillage horizontal :**

Tableau V-36 : calcul d'espacementhorizontal :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T(kn)	N (kn)	k	S_t (cm)	$S_t$adopt	S_{tCBA} (cm)	$S_{t\,RPA}$ (cm)
S/SOL	3,4	1,5	0.15	0	0	0,000	0,00	-	40	22.5
RDC	3,4	1,5	0.15	1732,935	645,15	-0,848	22,83	22	40	22.5
1	3,4	1,5	0.15	1642,02	521,31	1,525	41,39	22	40	22.5
2	3,4	1,5	0.15	1617,78	504,39	1,518	42,21	22	40	22.5
3	3,4	1,5	0.15	1428,195	554,475	1,457	49,89	22	40	22.5
4	3,4	1,5	0.15	1248,315	541,65	1,399	60,31	22	40	22.5
5	3,4	1,5	0.15	1144,77	489,375	1,366	68,55	22	40	22.5
6	3,4	1,5	0.15	1008,36	451,14	1,323	-182,24	22	40	22.5
7	3,4	1,5	0.15	1054,095	529,5	1,337	-134,68	22	40	22.5

2- **Calcul de ferraillage du 2eme voiles** : ce type de voiles est de dimension l=1.5 m ; et de épaisseur de 15 cm (voile intermédiaire) comme il 'est illustrer dans la figure suivante.

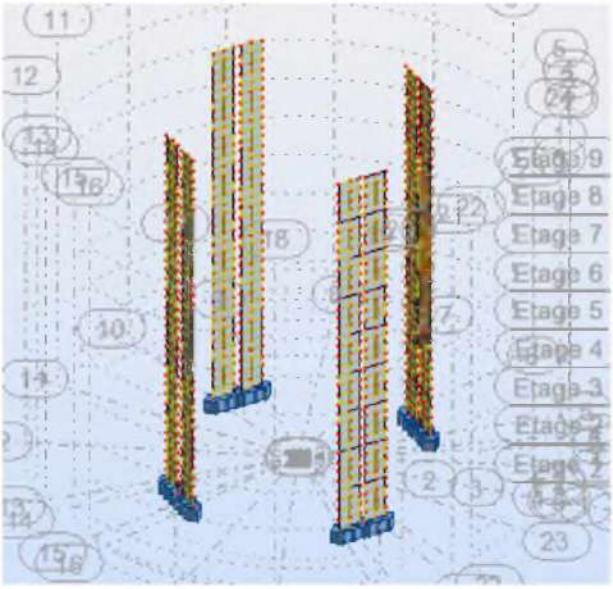


Figure V-3 : position du voile 2

Tableau V-37 : calcul de ferraillage vertical des voiles 2.

	l=2 m				e=15 cm					
	étage	H(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2(Mpa)	nature	L_t (m)	F (kn)	A/ml (cm²)	A=A' (cm²)	A choix	A (cm²)
Voile 1	s/sol	3,4	0,46	-0,45	SPC	0,504	50,625	1,27	0,63	**2T12**	**2.26**
	RDC	3,4	0,89	-0,89	SPC	0,781	100,125	2,50	1,25	**2T12**	**2.26**
	1	3,4	0,82	-0,82	SPC	0,737	92,25	2,31	1,15	**2T12**	**2.26**
	2	3,4	0,85	-0,86	SPC	0,801	96,75	2,42	1,21	**2T12**	**2.26**
	3	3,4	0,75	-0,76	SPC	0,826	85,5	2,14	1,07	**2T12**	**2.26**
	4	3,4	0,62	-0,64	SPC	0,865	72	1,80	0,90	**2T12**	**2.26**
	5	3,4	0,47	-0,47	SPC	0,892	52,875	1,32	0,66	**2T12**	**2.26**
	6	3,4	0,32	-0,34	SPC	0,761	38,25	0,96	0,48	**2T12**	**2.26**
	7	3,4	0,33	-0,31	SPC	1,500	34,875	0,87	0,44	**2T12**	**2.26**

Tableau V-38 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :

A_{adopt} (cm²)	0.2% B_t	A_{min} CBA (cm2)	A_{min} RPA (cm2)		A_{adopt} (cm²)	A choix	A (cm²)	S_t d'about (cm)	St courante (cm)
2.26	4,5	2,25	3,38	CNV	4.50	**8T10**	**6.24**	20	20
2.26	4,5	2,25	3,38	CNV	4.50	**8T10**	**6.24**	20	20
2.26	4,5	2,25	3,38	CNV	4.50	**8T10**	**6.24**	20	20
2.26	4,5	2,25	3,38	CNV	4.50	**8T10**	**6.24**	20	20
2.26	4,5	2,25	3,38	CNV	4.50	**8T10**	**6.24**	20	20
2.26	4,5	2,25	3,38	CNV	4.50	**8T10**	**6.24**	20	20
2.26	4,5	2,25	3,38	CNV	4.50	**8T10**	**6.24**	20	20
2.26	4,5	2,25	3,38	CNV	4.50	**8T10**	**6.24**	20	20
2.26	4,5	2,25	3,38	CNV	4.50	**8T10**	**6.24**	20	20

- Vérification des voiles à l'effort tranchant :

Tableau V-39 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T (kn)	τ (MPa)	τ (adm) (Mpa)	
S/SOL	3,4	1,5	0,15	880,86	2,687	5	CV
RDC	3,4	1,5	0,15	806,295	2,459	5	CV
1	3,4	1,5	0,15	726	2,214	5	CV
2	3,4	1,5	0,15	668,475	2,039	5	CV
3	3,4	1,5	0,15	623,31	1,901	5	CV
4	3,4	1,5	0,15	495,135	1,510	5	CV
5	3,4	1,5	0,15	378,765	1,155	5	CV
6	3,4	1,5	0,15	268,005	0,817	5	CV
7	3,4	1,5	0,15	123,84	0,378	5	CV

- **Calcul de ferraillage horizontal :**

Tableau V-40 : calcul de ferraillage horizontal :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T(kn)	N (kn)	k	S_t (cm)	$S_t$adopt	S_{tCBA} (cm)	$S_{t\,RPA}$ (cm)
S/SOL	3,4	1,5	0,15	880,86	202,68	-0,566	46,33	30	40	22.5
RDC	3,4	1,5	0,15	806,295	202,68	-0,433	51,60	30	40	22.5
1	3,4	1,5	0,15	726	184,38	1,387	105,19	30	40	22.5
2	3,4	1,5	0,15	668,475	195,165	1,357	119,06	30	40	22.5
3	3,4	1,5	0,15	623,31	170,73	1,332	132,80	30	40	22.5
4	3,4	1,5	0,15	495,135	143,88	1,264	197,52	30	40	22.5
5	3,4	1,5	0,15	378,765	110,01	1,202	354,26	30	40	22.5
6	3,4	1,5	0,15	268,005	89,175	1,143	1447,72	30	40	22.5
7	3,4	1,5	0,15	123,84	82,905	1,066	-479,78	30	40	22.5

3- **Calcul de ferraillage du 3eme voiles** : ce type de voiles est de dimension l=5.2 m ; et de épaisseur de 15 cm (voile intermédiaire, on a deux type suivants les deux directionsX, Y) comme il 'est illustrer dans la figure suivante.

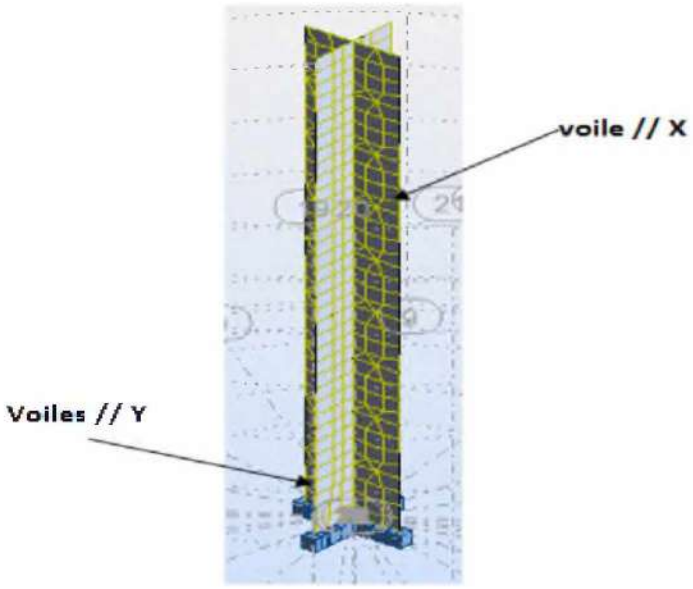


Figure V-4 : position du voile 3.

- **Voile 3 : suivant la direction X :**

Tableau V-41 : calcul de ferraillage vertical des voiles 3.

			l=5.2 m			e=15 cm					
Voile 1	étage	H(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2(Mpa)	nature	L_t(m)	F (kn)	A/ml (cm²)	A=A' (cm²)	A choix	A (cm²)
	s/sol	3,4	0,45	-0,46	SPC	1,432	179,4	4,49	2,24	**4T12**	**4.52**
	RDC	3,4	1,21	-1,22	SPC	2,723	475,8	11,90	5,95	**4T12**	**4.52**
	1	3,4	1,11	-1,16	SPC	2,957	452,4	11,31	5,66	**4T12**	**4.52**
	2	3,4	0,88	-0,87	SPC	2,661	339,3	8,48	4,24	**4T12**	**4.52**
	3	3,4	0,83	-0,83	SPC	2,803	323,7	8,09	4,05	**4T12**	**4.52**
	4	3,4	0,71	-0,71	SPC	2,907	276,9	6,92	3,46	**4T12**	**4.52**
	5	3,4	0,56	-0,56	SPC	3,098	218,4	5,46	2,73	**4T12**	**4.52**
	6	3,4	0,38	-0,37	SPC	2,211	144,3	3,61	1,80	**4T12**	**4.52**
	7	3,4	0,5	-0,49	SPC	5,200	191,1	4,78	2,39	**4T12**	**4.52**

Tableau V-42 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :

A_{adopt} (cm²)	0.2% B_t	A_{min} CBA (cm2)	A_{min} RPA (cm2)		A_{adopt} (cm²)	A choix	A (cm²)	S_t d'about (cm)	St courante (cm)
4.52	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
4.52	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
4.52	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
4.52	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
4.52	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
4.52	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
4.52	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
4.52	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
4.52	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30

- Vérification de l'effort tranchant du voile :

Tableau V-43 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T (kn)	τ (MPa)	τ (adm) (Mpa)	
S/SOL	3,4	5,2	0,15	102,16	0,312	5	CV
RDC	3,4	5,2	0,15	119,18	0,364	5	CV
1	3,4	5,2	0,15	87,5	0,267	5	CV
2	3,4	5,2	0,15	68,35	0,208	5	CV
3	3,4	5,2	0,15	57,88	0,177	5	CV
4	3,4	5,2	0,15	44,18	0,135	5	CV
5	3,4	5,2	0,15	45,32	0,138	5	CV
6	3,4	5,2	0,15	46,22	0,141	5	CV
7	3,4	5,2	0,15	59,96	0,183	5	CV

- **Calcul de ferraillage horizontal :**

Tableau V-44: calcul de ferraillage horizontal :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T(kn)	N (kn)	k	S_t (cm)	$S_t$adopt	S_{tCBA} (cm)	$S_{t\,RPA}$ (cm)
S/SOL	3,4	5.2	0,15	102,16	68,22	1,016	-429,48	22	40	22.5
RDC	3,4	5.2	0,15	119,18	182,8	1,018	-507,12	22	40	22.5
1	3,4	5.2	0,15	87,5	173,8	1,013	-379,44	22	40	22.5
2	3,4	5.2	0,15	68,35	131,45	1,011	-329,32	22	40	22.5
3	3,4	5.2	0,15	57,88	126,01	1,009	-307,14	22	40	22.5
4	3,4	5.2	0,15	44,18	106,83	0,977	-293,16	22	40	22.5
5	3,4	5.2	0,15	45,32	83,54	0,977	-295,52	22	40	22.5
6	3,4	5.2	0,15	46,22	56,16	0,976	-297,41	22	40	22.5
7	3,4	5.2	0,15	59,96	77,45	1,009	-311,31	22	40	22.5

- **Voile 3 : suivant la direction Y :**

V-45 : calcul de ferraillage vertical des voiles 3.

	l=5.2 m				e=15 cm						
	étage	H(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2(Mpa)	nature	L_t (m)	F (kn)	A/ml (cm²)	A=A' (cm²)	A choix	A (cm²)
Voile 1	s/sol	3,4	0,45	-0,46	SPC	1,054	179,4	4,49	2,24	**5T12**	**5.65**
	RDC	3,4	1,81	-1,22	SPC	2,087	475,8	11,90	5,95	**5T12**	**5.65**
	1	3,4	1,82	-1,16	SPC	2,285	452,4	11,31	5,66	**5T12**	**5.65**
	2	3,4	1,48	-0,87	SPC	2,011	339,3	8,48	4,24	**5T12**	**5.65**
	3	3,4	1,38	-0,83	SPC	2,191	323,7	8,09	4,05	**5T12**	**5.65**
	4	3,4	1,14	-0,71	SPC	2,337	276,9	6,92	3,46	**5T12**	**5.65**
	5	3,4	0,87	-0,56	SPC	2,623	218,4	5,46	2,73	**5T12**	**5.65**
	6	3,4	0,55	-0,37	SPC	2,211	144,3	3,61	1,80	**5T12**	**5.65**
	7	3,4	0,5	-0,49	SPC	5,200	191,1	4,78	2,39	**5T12**	**5.65**

Tableau V-46 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :

A_{adopt} (cm²)	0.2% B_t	A_{min} CBA (cm²)	A_{min} RPA (cm²)		A_{adopt} (cm²)	A choix	A (cm²)	S_t d'about (cm)	St courante (cm)
5.65	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
5.65	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
5.65	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
5.65	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
5.65	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
5.65	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
5.65	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
5.65	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30
5.65	15,6	7,8	11,70	CNV	15,6	**22T10**	**17.16**	15	30

- Vérification des voiles à l'effort tranchant :

Tableau V-47 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T (kn)	τ (MPa)	τ (adm) (Mpa)	
S/SOL	3,4	5,2	0,15	766,19	2,337	5	CV
RDC	3,4	5,2	0,15	734,13	2,239	5	CV
1	3,4	5,2	0,15	577,09	1,760	5	CV
2	3,4	5,2	0,15	434,55	1,325	5	CV
3	3,4	5,2	0,15	313,57	0,956	5	CV
4	3,4	5,2	0,15	200,56	0,612	5	CV
5	3,4	5,2	0,15	122,99	0,375	5	CV
6	3,4	5,2	0,15	74,67	0,228	5	CV
7	3,4	5,2	0,15	44,77	0,137	5	CV

- **Calcul de ferraillage horizontal :**

Tableau V-48 : calcul de ferraillage horizontal :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T(kn)	N (kn)	k	S_t (cm)	$S_t$adopt	S_{tCBA} (cm)	S_{tRPA} (cm)
S/SOL	3,4	5.2	0,15	766,19	1461,408	1,118	86,36	22	40	22.5
RDC	3,4	5.2	0,15	734,13	1457,456	1,113	91,68	22	40	22.5
1	3,4	5.2	0,15	577,09	1461,408	1,089	131,25	22	40	22.5
2	3,4	5.2	0,15	434,55	1173,276	1,067	215,83	22	40	22.5
3	3,4	5.2	0,15	313,57	1095,484	1,048	476,30	22	40	22.5
4	3,4	5.2	0,15	200,56	877,916	1,031	-3739,16	22	40	22.5
5	3,4	5.2	0,15	122,99	681,72	1,019	-528,51	22	40	22.5
6	3,4	5.2	0,15	74,67	452,244	1,011	-344,33	22	40	22.5
7	3,4	5.2	0,15	44,77	402,74	1,007	-283,25	22	40	22.5

4- **Calcul de ferraillage du 4eme voiles** : ce type de voiles est de dimension l=5.2 m ; et de épaisseur de 30 cm (voile intermédiaire sans ouverture) comme il 'est illustrer dans la figure suivante.

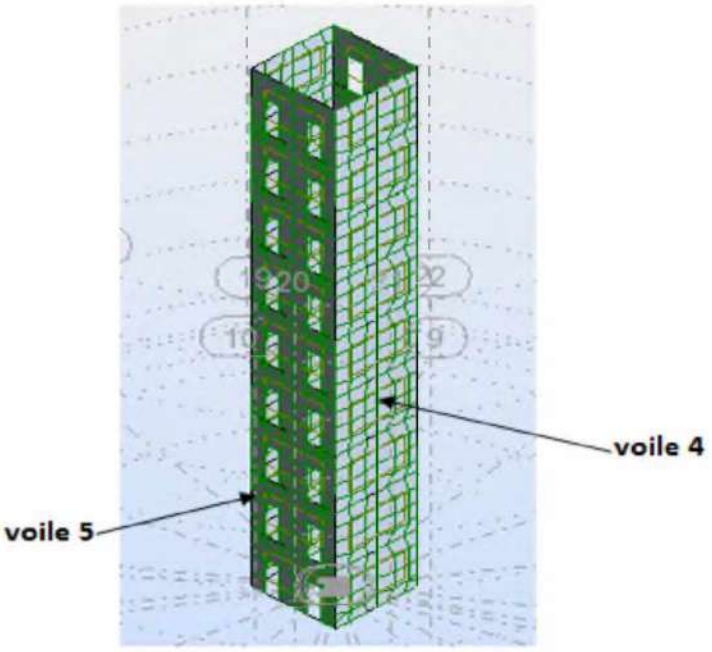


Figure V-4 : position du voile 3

V-49: calcul de ferraillage vertical des voiles 4.

	l=5.2 m					e=30 cm					
	étage	H(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2(Mpa)	nature	L_t (m)	F (kn)	A/ml (cm²)	A=A'(cm²)	A choix	A (cm²)
Voile 1	s/sol	3,4	0,63	-0,46	SPC	1,424	358,8	8,97	4,49	**12T12**	**13.56**
	RDC	3,4	1,22	-1,22	SPC	2,734	951,6	23,79	11,90	**12T12**	**13.56**
	1	3,4	1,1	-1,16	SPC	3,109	904,8	22,62	11,31	**12T12**	**13.56**
	2	3,4	0,78	-0,87	SPC	2,615	678,6	16,97	8,48	**12T12**	**13.56**
	3	3,4	0,86	-0,83	SPC	2,732	647,4	16,19	8,09	**12T12**	**13.56**
	4	3,4	0,75	-0,71	SPC	2,840	553,8	13,85	6,92	**12T12**	**13.56**
	5	3,4	0,59	-0,56	SPC	2,971	436,8	10,92	5,46	**12T12**	**13.56**
	6	3,4	0,42	-0,37	SPC	2,162	288,6	7,22	3,61	**12T12**	**13.56**
	7	3,4	0,52	-0,49	SPC	5,200	382,2	9,56	4,78	**12T12**	**13.56**

Tableau V-50 : Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :

A_{adopt} (cm²)	0.2% B_t	A_{min} CBA (cm²	A_{min} RPA (cm²)		A_{adopt} (cm²)	A choix	A (cm²)	S_t d'about (cm)	St courante (cm)
13.56	31,2	15,6	23,40	CNV	31,2	**22T14**	**33.66**	15	30
13.56	31,2	15,6	23,40	CNV	31,2	**22T14**	**33.66**	15	30
13.56	31,2	15,6	23,40	CNV	31,2	**22T14**	**33.66**	15	30
13.56	31,2	15,6	23,40	CNV	31,2	**22T14**	**33.66**	15	30
13.56	31,2	15,6	23,40	CNV	31,2	**22T14**	**33.66**	15	30
13.56	31,2	15,6	23,40	CNV	31,2	**22T14**	**33.66**	15	30
13.56	31,2	15,6	23,40	CNV	31,2	**22T14**	**33.66**	15	30
13.56	31,2	15,6	23,40	CNV	31,2	**22T14**	**33.66**	15	30
13.56	31,2	15,6	23,40	CNV	31,2	**22T14**	**33.66**	15	30

- Vérification des voiles à l'effort tranchant :

Tableau V-51: Vérification des voiles à l'effort tranchant :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T (kn)	τ (MPa)	τ (adm) (Mpa)	
S/SOL	3,4	5.2	0.3	272,45	0,416	5	CV
RDC	3,4	5.2	0.3	304,71	0,465	5	CV
1	3,4	5.2	0.3	256,39	0,391	5	CV
2	3,4	5.2	0.3	198,98	0,303	5	CV
3	3,4	5.2	0.3	155,79	0,238	5	CV
4	3,4	5.2	0.3	112,07	0,171	5	CV
5	3,4	5.2	0.3	75,96	0,116	5	CV
6	3,4	5.2	0.3	45,37	0,069	5	CV
7	3,4	5.2	0.3	41,13	0,063	5	CV

- **Calcul de ferraillage horizontal :**

Tableau V-52: calcul de ferraillage horizontal :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T(kn)	N (kn)	k	S_t (cm)	$S_t$adopt	S_{tCBA} (cm)	$S_{t\,RPA}$ (cm)
S/SOL	3,4	5.2	0.3	189,1	1,021	309,61	40	22	40	22.5
RDC	3,4	5.2	0.3	361,72	1,023	391,52	40	22	40	22.5
1	3,4	5.2	0.3	333,96	1,020	280,41	40	22	40	22.5
2	3,4	5.2	0.3	232,25	1,015	209,70	40	22	40	22.5
3	3,4	5.2	0.3	257,36	1,012	176,27	40	22	40	22.5
4	3,4	5.2	0.3	223,15	1,009	151,77	40	22	40	22.5
5	3,4	5.2	0.3	179,93	1,006	136,14	40	22	40	22.5
6	3,4	5.2	0.3	132,37	1,003	125,22	40	22	40	22.5
7	3,4	5.2	0.3	155,61	1,003	123,84	40	22	40	22.5

5- **Calcul de ferraillage du 5eme voiles** : ce type de voiles est de dimension l=5.2 m ; et de épaisseur de 30 cm (voile intermédiaire avec ouverture) comme il 'est illustrer dans la figure suivante.

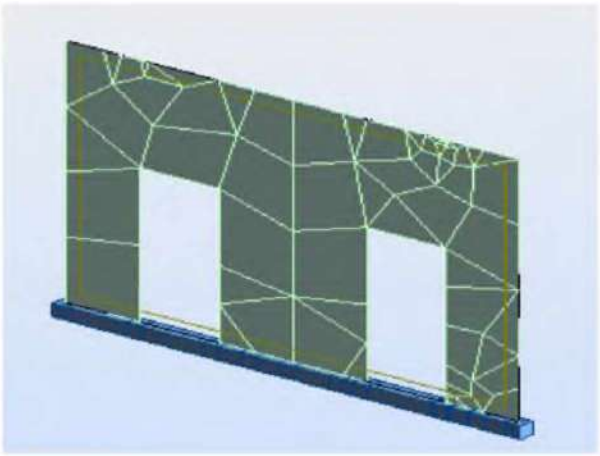


Fig .V.5: Voile avec deux ouvertures (2 portes)

On prend comme exemple ce voile premièrement on commence par la détermination des caractéristiques géométriques puis on calcul α pour savoir le cas qu'on a.

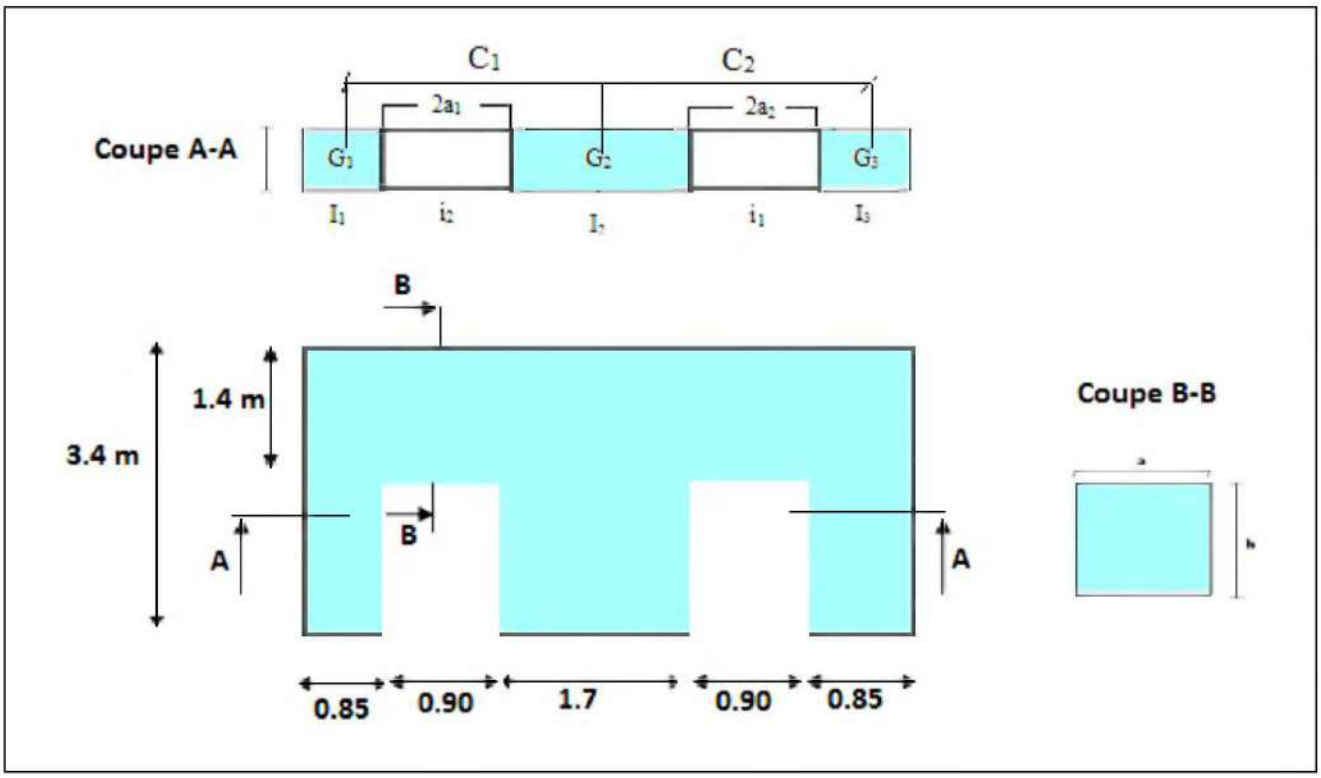


Fig.V.5: Les caractéristiques géométriques du voiles avec fenetre

Ce dernier est situé au niveau du noyaux contient deux ouvertures (deux portes) de dimension 0. 9 m * 2 m

Avec les données suivantes : a = 25 cm ;H = 3.4 m ; L_{tot} = 5.2 m

- **Linteau :**

$$B_1^{'} = B_2^{'} = a \times h = 0.25 \times 1.4 = 0.35\ m^2$$

$$i_1 = i_2 = \frac{ah^3}{12} = \frac{0.25 \times 1.4^3}{12} = 0.0571\ m^4$$

- **Trumeau :**

$$B_1 = B_3 = a \times b_1 = 0.2125\ m^2$$

$$B_2 = a \times b_2 = 0.425\ m^2$$

(le moment d'inertie de la section composée de B_1+B_2 par rapport à G)

- **Les étapes de calcul**

On détermine la valeur de α :

$\alpha = w \times H_0$ avec H_0 la hauteur totale

$$w^2 = \frac{6}{\sum H \times I_i} \times \sum \frac{i_i \times c_i^2}{a_i^3}$$

$I_1 = I_3$ avec : $I_1 = \frac{ab_1^3}{12} = \frac{0.25 * 0.85^3}{12} = 0.013\ m^4$

$$I_2 = \frac{0.28 * 1.7^3}{12} = 0.102\ m^4$$

- $a_1 = a_2 = 0.425$ mm
- $c_1 = c_1 = 2.175$ mm
- $c_3 = 0$ mm

$$w^2 = \frac{6}{0.391} \times 2 \times \frac{0.0571 \times 2.175^2}{0.425^3} = 53.99$$

$$w = 7.35$$

donc :

$\alpha = 7.35 \times 3.4 = 24.98 > 10$ le linteau est très rigide ,l'ouverture est très petite ce qui implique que le voile est considéré comme étant plein .

- **calcul de ferraillage :**

V-53 : calcul de ferraillage vertical des voiles 5.

	l=5.2 m				e=30 cm					
	étage	H(m)	σ_1 (Mpa)	σ_2(Mpa)	nature	L_t (m)	F (kn)	A/ml (cm²)	A=A' (cm²)	A choix	A (cm²)
Voile 1	s/sol	3,4	3,19	-3,14	SPC	2,531	2449,2	61,23	30,62	**22T12**	**33.66**
	RDC	3,4	3,31	-3,37	SPC	2,447	2628,6	65,72	32,86	**22T12**	**33.66**
	1	3,4	3,79	-3,18	SPC	2,326	2480,4	62,01	31,01	**22T12**	**33.66**
	2	3,4	3,93	-3,24	SPC	2,503	2527,2	63,18	31,59	**22T12**	**33.66**
	3	3,4	3,49	-3,36	SPC	2,696	2620,8	65,52	32,76	**22T12**	**33.66**
	4	3,4	3,12	-3,31	SPC	2,767	2581,8	64,55	32,27	**22T12**	**33.66**
	5	3,4	2,91	-3,2	SPC	2,801	2496	62,40	31,20	**22T12**	**33.66**
	6	3,4	2,74	-3,06	SPC	2,459	2386,8	59,67	29,84	**22T12**	**33.66**
	7	3,4	3,41	-1,9	SPC	5,200	1482	37,05	18,53	**22T12**	**33.66**

Tableau V-54 :Vérification de ferraillage avec la recommandation du règlement :

A_{adopt} (cm²)	0.2% B_t	A_{min} CBA (cm²)	A_{min} RPA (cm²)		A choix	A (cm²)	S_t d'about (cm)	St courante (cm)
33.66	31,2	15,6	23,40	CV	**22T14**	**33.66**	15	30
33.66	31,2	15,6	23,40	CV	**22T14**	**33.66**	15	30
33.66	31,2	15,6	23,40	CV	**22T14**	**33.66**	15	30
33.66	31,2	15,6	23,40	CV	**22T14**	**33.66**	15	30
33.66	31,2	15,6	23,40	CV	**22T14**	**33.66**	15	30
33.66	31,2	15,6	23,40	CV	**22T14**	**33.66**	15	30
33.66	31,2	15,6	23,40	CV	**22T14**	**33.66**	15	30
33.66	31,2	15,6	23,40	CV	**22T14**	**33.66**	15	30
33.66	31,2	15,6	23,40	CV	**22T14**	**33.66**	15	30

- Vérification des voiles à l'effort tranchant :

Tableau V-55 : Vérification des voiles à l'effort tranchant :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T (kn)	τ (MPa)	τ (adm) (Mpa)	
S/SOL	3,4	5,2	0,3	3216,42	4,905	5	CV
RDC	3,4	5,2	0,3	3250,12	4,957	5	CV
1	3,4	5,2	0,3	2640,58	4,027	5	CV
2	3,4	5,2	0,3	2051,39	3,128	5	CV
3	3,4	5,2	0,3	1667,55	2,543	5	CV
4	3,4	5,2	0,3	1545,29	2,357	5	CV
5	3,4	5,2	0,3	1263,34	1,927	5	CV
6	3,4	5,2	0,3	1231,83	1,879	5	CV
7	3,4	5,2	0,3	1158,64	1,767	5	CV

- **Calcul de ferraillage horizontal :**

Tableau V-56: calcul de ferraillage horizontal :

étage	h (m)	L (m)	e (m)	T (kn)	N (kn)	k	S_t (cm)	$S_t$adopt	S_{tCBA} (cm)	$S_{t\,RPA}$ (cm)
S/SOL	3,4	1,5	0,3	3216,42	1180,16	1,247	17,11	16	40	22.5
RDC	3,4	1,5	0,3	3250,12	1011,32	1,250	16,91	16	40	22.5
1	3,4	1,5	0,3	2640,58	1137,7	1,203	21,57	16	40	22.5
2	3,4	1,5	0,3	2051,39	1180,39	1,158	29,39	16	40	22.5
3	3,4	1,5	0,3	1667,55	1047,92	1,128	38,48	16	40	22.5
4	3,4	1,5	0,3	1545,29	992,71	1,119	42,68	16	40	22.5
5	3,4	1,5	0,3	1263,34	960,48	1,097	57,06	16	40	22.5
6	3,4	1,5	0,3	1231,83	917,79	1,095	59,30	16	40	22.5
7	3,4	1,5	0,3	1158,64	1023,93	1,089	65,23	16	40	22.5

VI.1 Voile périphérique

VI.1.1 Définition

Le voile périphérique est un voile en béton armé continu entre le niveau des fondations et le niveau de base, généralement de faible épaisseur, il assure la rétention des terres pour le sous-sol, constitue une liaison rigide entre les points d'appui de la structure, ainsi il favorise son encastrement dans le sol.

VI.1.2 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionné, on se réfère au règlement parasismique algérien **RPA99v2003** article **10.1.2** qui donne comme épaisseur minimal $e = 15$ cm.

VI.1.3 Hypothèses de calcul

- Le voile périphérique est assimilé à une plaque verticale en béton armé, encastrée suivant ses quatre bords, et constitué, selon les deux directions horizontale et verticale, par l'agencement de bandes de largeur unitaire travaillante en flexion simple sous l'effet de la composante horizontale de la poussée des terres
- Le poids propre du voile périphérique ne sera pas pris en considération dans les suivants calculs, et cela à cause de son effet stabilisateur, ainsi qu'il est négligeable devant la poussée des terres, vue la faible épaisseur du voile.
- Le ferraillage est constitué de double quadrillage intérieur et extérieur, Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% de la section du voile.

- Pour limité le risque d'infiltration de l'eau au sous-sol, les fissures dans le voile sont intolérables, c'est-à-dire que la fissuration sera considérée comme très préjudiciable, ce qui conduit à calculer le ferraillage à l'ELS.

VI.1.4 Calcul des charges

- **Calcul du coefficient des terres en repos :**

Ce coefficient se calcul par la formule de Coulomb :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

φ : L'angle de frottement interne du remblai, avec $\varphi = 30°$

- **Calcul de la pression géostatique latérale des terres (poussé) :**

Pour trouver cette valeur, on fait référence aussi à coulomb, et qui dit que la variation de la poussée des terres suivant la profondeur prend une allure linéaire graduellement croissante en allant de la surface du sol jusqu'au pied de voile périphérique, et où la valeur maximale de cette poussée est donnée par la formule suivante :

Avec :

- γ : Poids spécifique du remblai, avec $\gamma = 20.81\ KN/m^3$
- δ: angle de frottement dépend de la rugosité du voile, avec $\delta = 0$
- $k_a = \frac{K_a}{\cos\delta}$
- $\beta = 0°$
- $\theta = 0°$
- H : la profondeur du voile, dans notre cas $H = 3.4\ m$

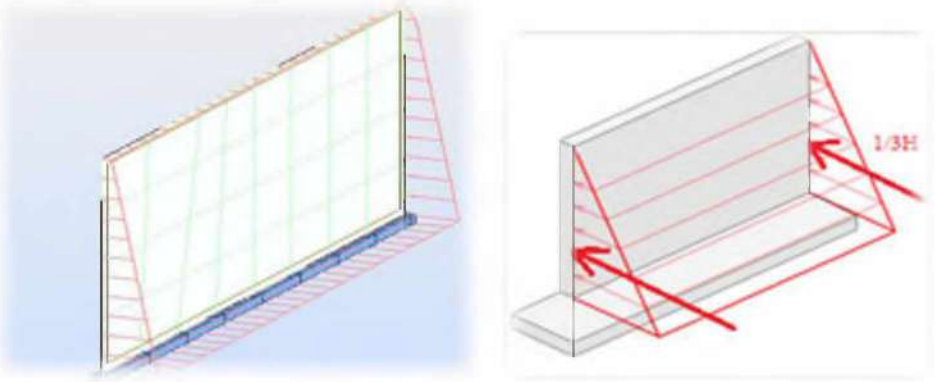


Fig. VI.1 Pressions sur le voile périphérique

4-Ferraillage:

4. a Calcul des armatures:

Armatures longitudinales:

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures ont une section $A_L \geq 0.10$ % dans les deux sens de la section transversale du béton avec un recouvrement de 40 Φ pour le renforcement des angles.

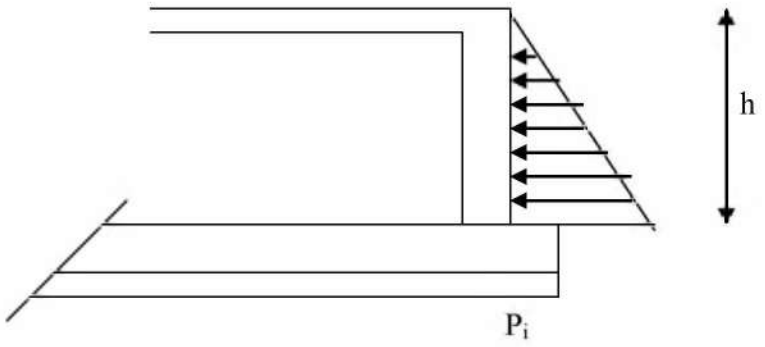
$$A_L = \frac{0.10 \times b \times h}{100} = \frac{0.10 \times 15 \times 100}{100} = 1.5$$

$A_L = 1.5\ cm^2/ml$

On adoptera 4 HA 8 / ml / face.

On prend comme espacement: St = 20 cm

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple *(d'après A. Fuentes)*



H = 3.4 m hauteur de R D C.

H_{VP} = 3.4 m hauteurs de sous sol.

$$h = h_{VP} - \frac{H}{2} = 3.4 - \frac{3.4}{2} = 1.7m$$

Φ = 30°: l'angle du frottement de remblai

γ_d = 1.8 t / m^2 : Poids spécifique du remblai.

D'après A. Fuentes on a:

$$M_{Max} = \frac{2 * P * h}{9 * \sqrt{3}} \quad avec: P = \frac{P_i * h}{2}$$

K_0 : coefficient de poussée (surface horizontale).

$$K_0 = tg^2\left(\frac{\Pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right)$$

$K_0 = 0.3333$

$$P_i = \gamma_d * h * K_0$$

$P_i = 1\ t/m$

Donc: P = 1 * h / 2 = 0.85 t.

$$M_{Max} = \frac{2*0.85*1.7}{9*\sqrt{3}} = 0.185 t.m$$

4. b Calcul du ferraillage vertical:

Le ferraillage du voile périphérique se fera en fissuration très préjudiciable (calcul à l'ELS)

M_{ser} = 0.185 t.m = 1.85 × 10^{-3} MN .m

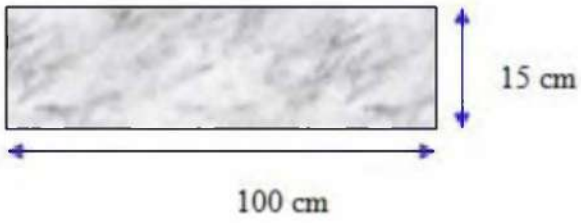
σ^{-}_{bc}= 0.6 f_{c28} = 0.6 × 25 = 15 MPa

$$\bar{\sigma}_{st} = Min\ (\ 0.5\times f_e\ ;\ 90\times\sqrt{\eta\times f_{tj}}\ )$$

Avec: fe= 400 MPaf_{cj} = 2.1 MPa ; η = 1.6 (acier à haute adhérence H A)

$\bar{\sigma}_{st} = 164.97 MPa$

$$X = \frac{n*\bar{\sigma}_{bc}*d}{n*\bar{\sigma}_{bc}+\bar{\sigma}_{st}}$$



Avec: n = 15 ; d = 0.9*h = 0.135 m

$$X = \frac{15*15*0.135}{15*15+164.97} = 0.078 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = (\ \frac{b*\bar{\sigma}_{bc}*X}{2}\ )*\left(d-\frac{X}{3}\right) = 0.060 \text{ MN.m}$$

M_{ser} = 1.85* 10^{-3}MN.m

$M_{ser} < \bar{M}_1$ A'S = 0 (section sans armateurs comprimés)

$A_S = M_{ser} / Z*\bar{\sigma}_{st}$

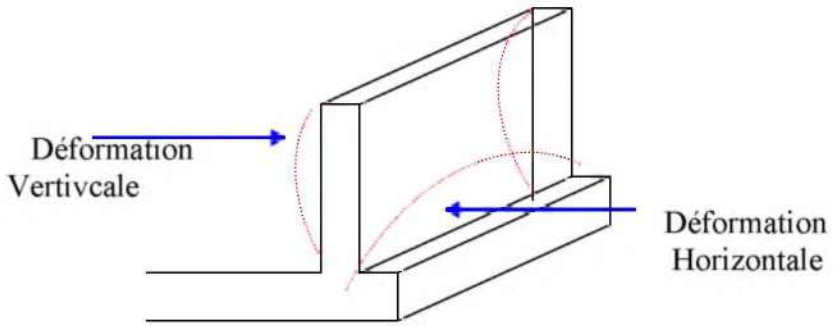
Avec: Z = d – X / 3 = 0.135-0.078=0.109 m

$$A_S = \frac{1.85*10^{-3}}{0.109*164.97} = 0.102*10^{-3} m = 1.02 \text{ cm}^2$$

On prend: 4 H A 8 / ml (2.01 cm^2) avec S_t = 20 cm.

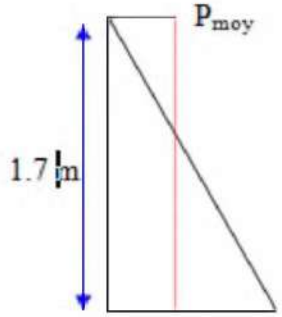
4.c Calcul du ferraillage horizontal:

On prendra la portée maximale entre les voiles qui sont perpendiculaire au voile périphérique donc: L = 8.7 m



$$P_{moy} = \frac{P_{max} + P_{min}}{2} = \frac{1+0}{2}$$

$P_{moy} = 0.5$ t / ml



On prend : $M_t = 0.75\ M_0$; $M_e = M_w = 0.5\ M_0$

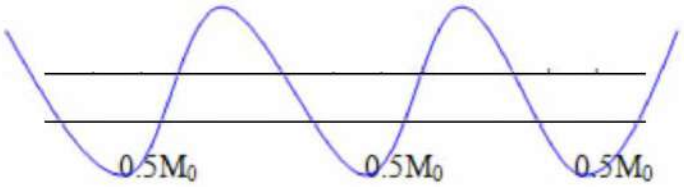
$P_i = 1$ t / ml.

Vérification : on doit vérifier:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$ *(Selon B A E L 91)*

$M_0\ (0.75 + ((0.5+0.5)/2)) = 1.25\ M_0$

$1.25\ M_0 = 1.25\ M_0$ donc est vérifiée.



$P_m = 0.75$

$$M_0 = \frac{P_{moy} * L^2}{8} = 7.09 \text{ t.m}$$

$M_0 = 7.09$ t.m

$M_t = 5.32$ t.m

$M_e = 3.545$ t .m

En travée:

X = 0.078 Z = 0.109 m

$$A_S = \frac{M_t}{z * \overline{\sigma}_{st}} = \frac{53.2*10}{0.109*164.97} = 29.58cm^2$$

A_S = 29.58 cm^2 / ml on prend: 15 H A 16 (30.15 cm^2)

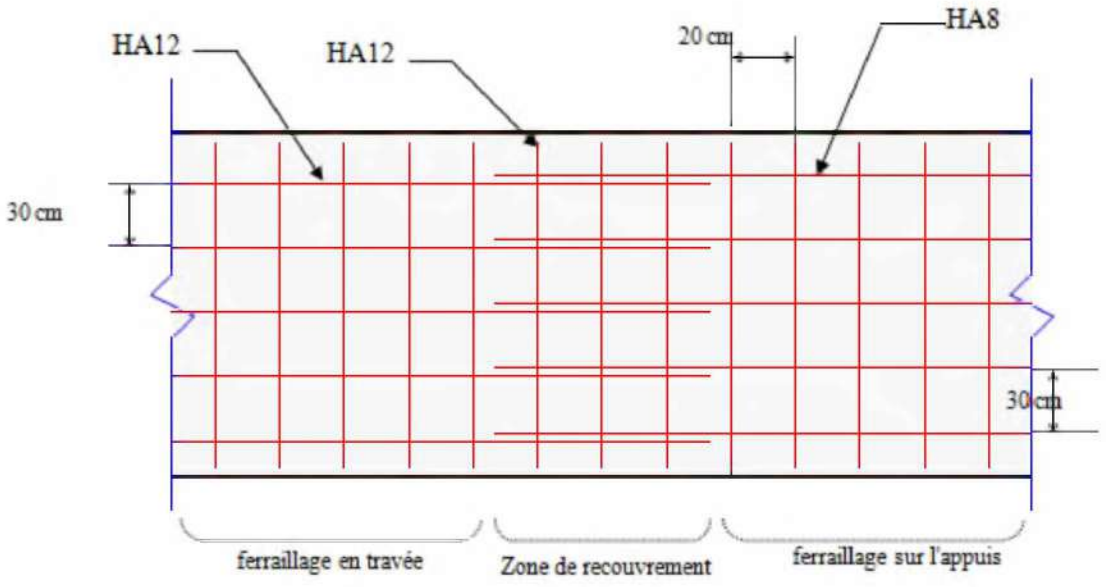
Sur appui:

$$A_S = \frac{M_t}{z * \overline{\sigma}_{st}} = \frac{35.45*10}{0.109*164.97} = 19.71cm^2$$

A_S = 19.71 cm^2 / ml on prend: 10 H A 16 (20.1 cm^2)

Le RPA préconise le ferraillage des extrémités (appuis) 2 potelets de 4HA 10 au moins pour chacun .

Pour le ferraillage horizontal , en garde le ferraillage en travée pour toute la longueur .



Chapitre 6

Etude des fondations

VI-Etude des fondations

VI-1-Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI-2-Choix de type de fondations :

avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.6 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

- **Précautions :**

Pour assurer la stabilité de projet on doit prévoir une couche de gros béton avec une épaisseur de 20cm **« dans les cas ou une couche de gros béton est interposée entre le sol et les semelles, la transmission de charge se fera a traverse le gros béton (dosage 200 kg/m^3 minimum qui aura travaillé a une contrainte de 10 à 12 bars suivant un angle tel que d/h varie de 0.5 à 0.6 m » Albert FUENTES.**

Nous proposant en premier lieu des semelles isole.

VI.3.Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B

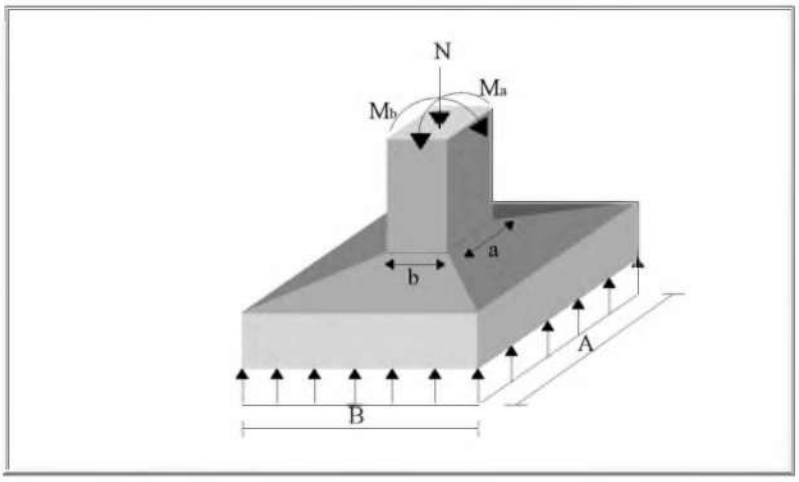


Figure VI.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

✓ **Si M=0 :**

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma S}}$$

$$- d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} \Rightarrow - da_{adp} \begin{cases} = h_{adp}-e-\frac{\phi}{2} \\ - d_b = d_{aadp} - \frac{\phi a+\phi b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$- \begin{cases} A_a=\frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b=\frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

✓ **Si M≠0 :**

On procèdecomme suit:

Tableau VI.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

<table>
<tr><th colspan="2">Repartition trapézoïdale</th><th colspan="2">Repartition triangulaire</th></tr>
<tr><td colspan="4">Dimensionnement des semelles</td></tr>
<tr><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \leq B/6$</td><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \geq B/6$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$ 1</td><td colspan="2">$\frac{1.995a}{b}\sigma s.B^2 - (3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma s)B - 2.N \geq 0$</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td>⇒ B ⇒A</td><td colspan="2" rowspan="2">A=$\frac{a}{b}$.B</td></tr>
<tr><td>Ma≠0</td><td>$\frac{b}{a}\sigma s.A^3 - N.A - 3.e_{0a}.N \geq 0$ 2</td></tr>
<tr><td colspan="4">Ferraillagedes semelles</td></tr>
<tr><td>$e_{0b}\leq$ B/18</td><td>$A_b=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{B-b}{8\ db\sigma s})$</td><td colspan="2">$M_{1b}=A\ (B/2-0.35b)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$
$Ab= M_{1b}/\beta.db.\sigma s$</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td>$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\sigma s})$</td><td>Ma=0</td><td>$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\sigma s})$</td></tr>
<tr><td>Ma≠0 et $e_{0a}\leq$ A/18</td><td>$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/A))(\frac{A-a}{8\ da\sigma s})$</td><td>Ma≠0</td><td>$M_{1b}=B\ (A/2-0.35a)^2.((\sigma 3b + 2.\sigma 2b)/6)$
$Aa= M_{1a}/\beta.da.\sigma s$</td></tr>
</table>

L'espacement est le suivant : $Sa=\frac{B-2(e+\phi b+\frac{\phi a}{2})}{na-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\phi b}{2})}{nb-1}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

a- Calcul des semelles isolent :

Pour notre étude on a les poteaux sont sollicite a la compression simple donc on 'est dans la 1ier cas on a M=0 ;

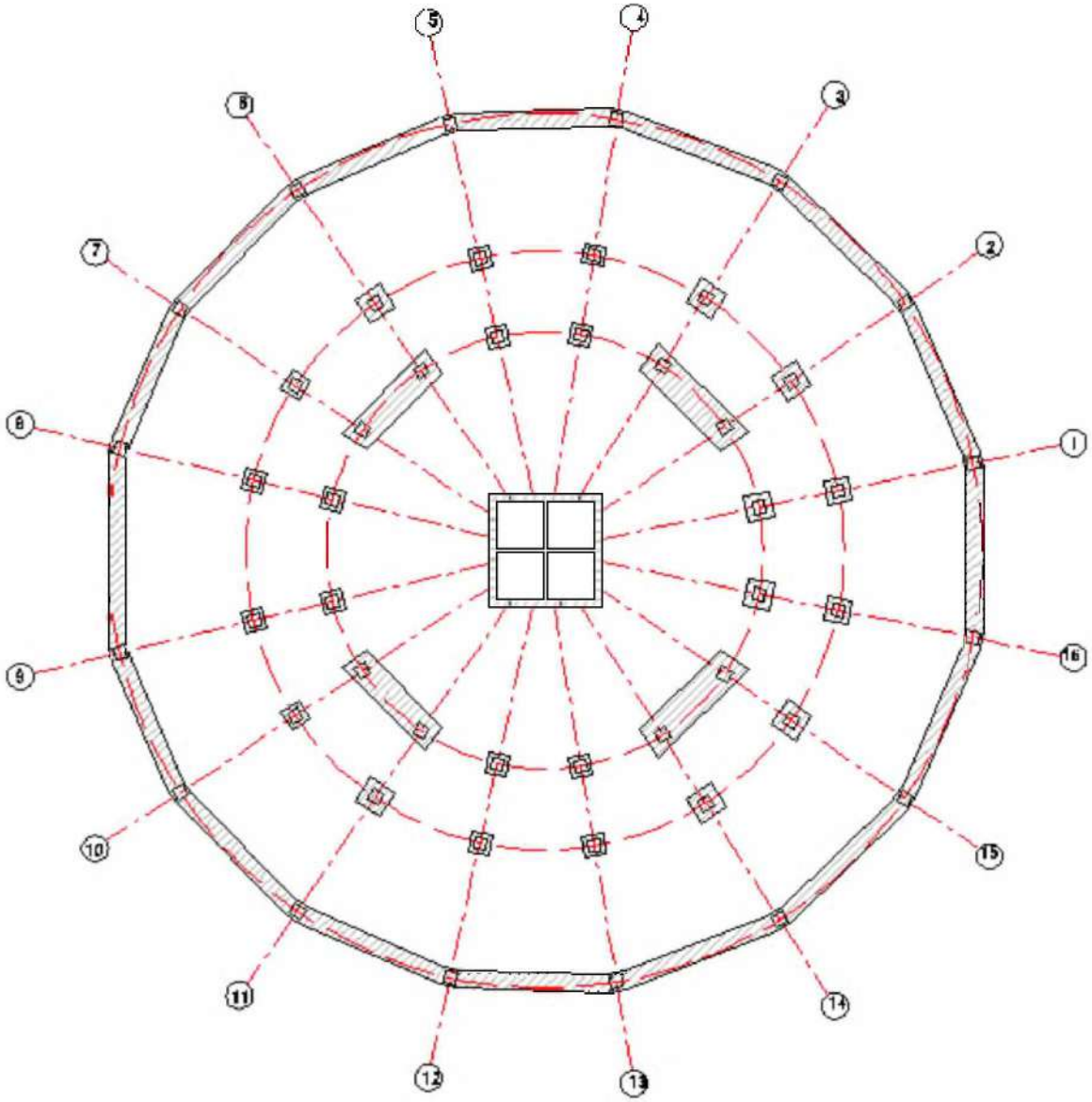


Figure VI-2 : système des fondations proposées

- On détermine A et B et on doit vérifier le chevauchement entre les différentes semelles isolées

D'âpres l'étude géotechnique on a : $\sigma s = 1.5\, MPa$.

Tableau VI-2 : détermination de sollicitation des semelles isolées de la file B :

file	N_{elu} (kn)	N_{ser} (kn)
B1	3524,56	2553,99
B2	3175,39	2301,89
B3	3243,7	2349,64
B4	3319,22	2404,26
B5	3389,85	2455,01
B6	3451,52	2499,2
B7	3375,7	2444,67
B8	3455,92	2502,77
B9	3456,15	2502,94
B10	3371,69	2441,79
B11	3387,6	2453,33
B12	3430,68	2484,3
B13	3311,47	2398,7
B14	3250,94	2354,84
B15	3170,13	2298,11
B16	3533,31	2560,27

Tableau VI-3 : détermination de sollicitation des semelles isolées de la file C :

file	N_{elu} (kn)	N_{ser} (kn)
C1	1440,98	1048,02
C4	1400,16	1018,6
C5	1392,89	1013,47
C8	1432,68	1042
C9	1432,34	1041,74
C12	1426,45	1037,56
C13	1356,2	987,05
C16	1441,96	1048,73

Tableaux VI-4 : Dimensionnement des semelles isolées de la file C :

file	N_{ser}(kn)	σ (bar)	A (m)	B (m)
C1	1048,02	1,5	2,6	2,6
C4	1018,6	1,5	2,6	2,6
C5	1013,47	1,5	2,6	2,6
C8	1042	1,5	2,6	2,6
C9	1041,74	1,5	2,6	2,6
C12	1037,56	1,5	2,6	2,6
C13	987,05	1,5	2,6	2,6
C16	1048,73	1,5	2,6	2,6

- **Dimensionnement des semelles isolées de la file B :**

Tableaux VI-5 : Dimensionnement des semelles isolées de la file B :

file	N_{ser} (kn)	σ (bar)	A (m)	B (m)
B1	2553,99	1,5	4,1	4,1
B2	2301,89	1,5	3,9	3,9
B3	2349,64	1,5	4,0	4,0
B4	2404,26	1,5	4,0	4,0
B5	2455,01	1,5	4,0	4,0
B6	2499,2	1,5	4,1	4,1
B7	2444,67	1,5	4,0	4,0
B8	2502,77	1,5	4,1	4,1
B9	2502,94	1,5	4,1	4,1
B10	2441,79	1,5	4,0	4,0
B11	2453,33	1,5	4,0	4,0
B12	2484,3	1,5	4,1	4,1
B13	2398,7	1,5	4,0	4,0
B14	2354,84	1,5	4,0	4,0
B15	2298,11	1,5	3,9	3,9
B16	2560,27	1,5	4,1	4,1

- **Vérification de chevauchement entre les semelles**

A partir de nous recherche on n'a pas trouvées une méthode exacte de calcul de chevauchement donc on propose d'applique la méthode suivante :

a. $L \geq 1$ m ; on n'a pas de chevauchement.

b. $L \geq 1$ m ; on a de chevauchement.

Avec L : la distance libre entre deux semelles.

Tableau VI-6 : Vérification de chevauchement entre les semelles de file B :

semelle	A (m)	K (m)	L (i, i+1) (m)	L-k (m)	Commentaire
B1	4,1	4	5,5	1,5	Pas de chevauchement
B2	3,9	3,95	5,5	1,55	-
B3	4	4	5,5	1,5	-
B4	4	4	5,2	1,2	-
B5	4	4,05	5,2	1,15	-
B6	4,1	4,05	5,2	1,15	-
B7	4	4,05	4,8	0,75	chevauchement
B8	4,1	4,1	6,4	2,3	Pas de chevauchement
B9	4,1	4,05	4,8	0,75	chevauchement
B10	4	4	5,2	1,2	-
B11	4	4,05	5,2	1,15	-
B12	4,1	4,05	5,2	1,15	-
B13	4	4	5,5	1,5	-
B14	4	3,95	5,5	1,55	-
B15	3,9	4	5,5	1,5	-
B16	4,1	4,1	5,5	1,4	-

Tableau VI-7 : Vérification de chevauchement entre les semelles de files C :

file	A (m)	A/2	k	L (i,i+1) (m)	l-k	Commentaire
C1-C16	2,6	1,3	2,6	4	1,4	Pas de chevauchement
C4-C5	2,6	1,3	2,6	3,8	1,2	-
C8-C9	2,6	1,3	2,6	4,7	2,1	-
C12-C13	2,6	1,3	2,6	3,8	1,2	-

Tableau.VI-8 : Vérification de chevauchement entre les semelles de file B et les semelles de files C :

file	B (m)	file	B' (m)	K (m)	L (i,i+1) (m)	(L-K) (m)	Commentaire
C1	2,6	B1	4,1	3,35	3,7	0,35	chevauchement
C4	2,6	B4	4	3,3	3,7	0,4	-
C5	2,6	B5	4	3,3	3,7	0,4	-
C8	2,6	B8	4,1	3,35	3,7	0,35	-
C9	2,6	B9	4,1	3,35	3,7	0,35	-
C12	2,6	B12	4,1	3,35	3,7	0,35	-
C13	2,6	B13	4	3,3	3,7	0,4	-
C16	2,6	B16	4,1	3,35	3,7	0,35	-

- $K = (A_i/2) + (A_{i+1})$

A_i : dimension de la semelle i

A_{i+1} : dimension de la semelle (i+1).

Le système de la fondation obtenue est illustre dans la figure ci après.

D'après le tableau on remarque qu'il y a un problème d'interférence des semelles isolées, on adopte en deuxième lieu pour des semelles filantes sous deux poteaux.

- **Calcul de ferraillage :**

M=0 :

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma S}}$$

$$- d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} \Rightarrow \quad - da_{adp} \begin{cases} = h_{adp}-e-\frac{\phi}{2} \\ - d_b = d_{aadp} - \frac{\phi a+\phi b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a=\frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b=\frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

- Pour le ferraillage on prend l'effort normal max pour les semelles de même section et on faire le ferraillage à L'ELU et à L' ELS et adopt le ferraillage maximal entre les deux.
- **Tableau VI-9 : récapitulation de caractéristique de semelle 1**

file	N_{elu} (kn)	N_{ser} (kn)	A (m)	B (m)
B2	3175,39	2301,89	3,9	3,9
B3	3243,7	2349,64	4,0	4,0
B6	**3451,52**	**2499,2**	4,1	4,1
B11	3387,6	2453,33	4,0	4,0
B14	3250,94	2354,84	4,0	4,0
B15	3170,13	2298,11	3,9	3,9

- **Exemple de calcul :**on calcule le ferraillage pour la semelle B6, et généralise le ferraillage pour les autres semelles**.**

On a: M=0;

- $d_a \geq \frac{A-a}{4}$=0.89 cm ; d_a= 0.9m ⇒ h ≥ d+e+$\frac{\phi}{2}$⇒ h_{adp} =0.9 m

Φ=1.2 cm

- d_{aadp}= h_{adp}-e-$\frac{\phi}{2}$=0.86 m.
- d_b= d_{aadp}- $\frac{\phi a+\phi b}{2}$=0.85 m.
- e_{patin}=6ϕ+6=13.2 cm ; on adopte e_{patin}=15 cm.

- à l'ELU :

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a=\frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s}=\frac{3451.52\times1000\times(4.1-0.55)\times1000}{8\times0.86\times348\times1000}=51.17\ cm^2 \\ A_b=\frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s}=\frac{3451.52\times1000\times(4.1-0.55)\times1000}{8\times0.85\times348\times1000}=51.12\ cm^2 \end{cases}$$

- à l'ELS :

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

- $A_a=\frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s}=\frac{2499.20\times1000\times(4.1-0.55)\times1000}{8\times0.86\times202\times1000}=63.84\ cm^2$
- $A_b=\frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s}=\frac{2499.20\times1000\times(4.1-0.55)\times1000}{8\times0.85\times202\times1000}=64.60\ cm^2$

On adopt le ferraillage de l'ELS :

- $A_a=63.84\ cm^2$ on choisit 43T14 avec $A_s=65.79\ cm^2$ avec un espacement de 9 cm.
- $A_b=64.60\ cm^2$ on choisit 43T14 avec $A_s=65.79\ cm^2$ avec un espacement de 9 cm.

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq \frac{\emptyset\ .\ fe}{4\ .\ \tau s}=\frac{1,2\ .\ 400}{4\ .\ 2,835}=42.32$ cm.

VI.4. Semelles filantes sous poteaux :

- La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la poutre de libage.
- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

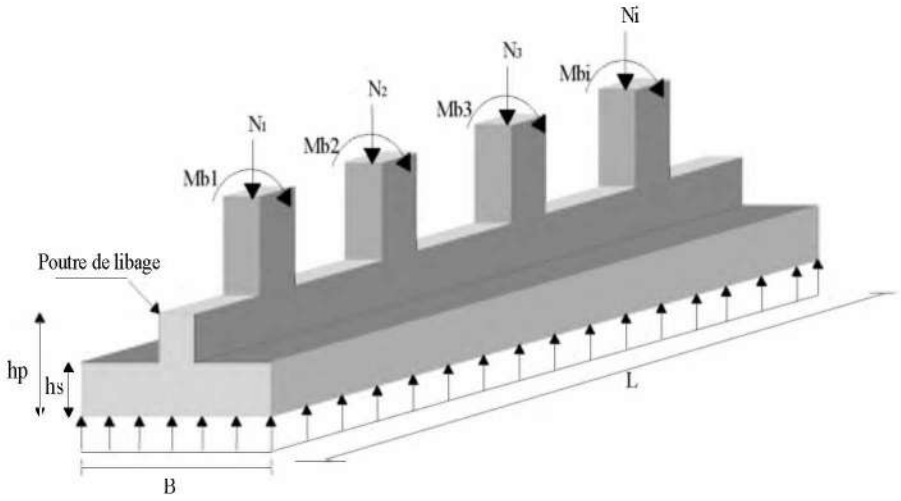


Figure VI.3.schémas d'une Semelle filante sous poteaux

a. Transversalement :

La dimension transversale A : $A=\frac{li+li+1}{2}+b$.

Les calcule ont fait comme celle de semelle isolées.

✓ **Si M=0 :**

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma S}}$$

$$- d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} \Rightarrow \begin{cases} - da_{adp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} \\ - d_b = d_{aadp} - \frac{\phi a+\phi b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} - A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ - A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

b. longitudinalement :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$lmax \leq \frac{\pi}{2} l_e l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}.$$

E : Module d'élasticité du béton (E =$3700\sqrt[3]{fc28} = 10818{,}86$ MPa).

$lmax$: La plus grande travée dans la fille.

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

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

Hp : la hauteur de la poutre de libage $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

$\sum$ Ni :La somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage

➢ Armatures de peau **[2]** :

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm(f_e =400

MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable),posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

- Comme on' a une semelle filante croise donc l'effort normal soit distribuer entre les deux semelles (N devise sur deux).

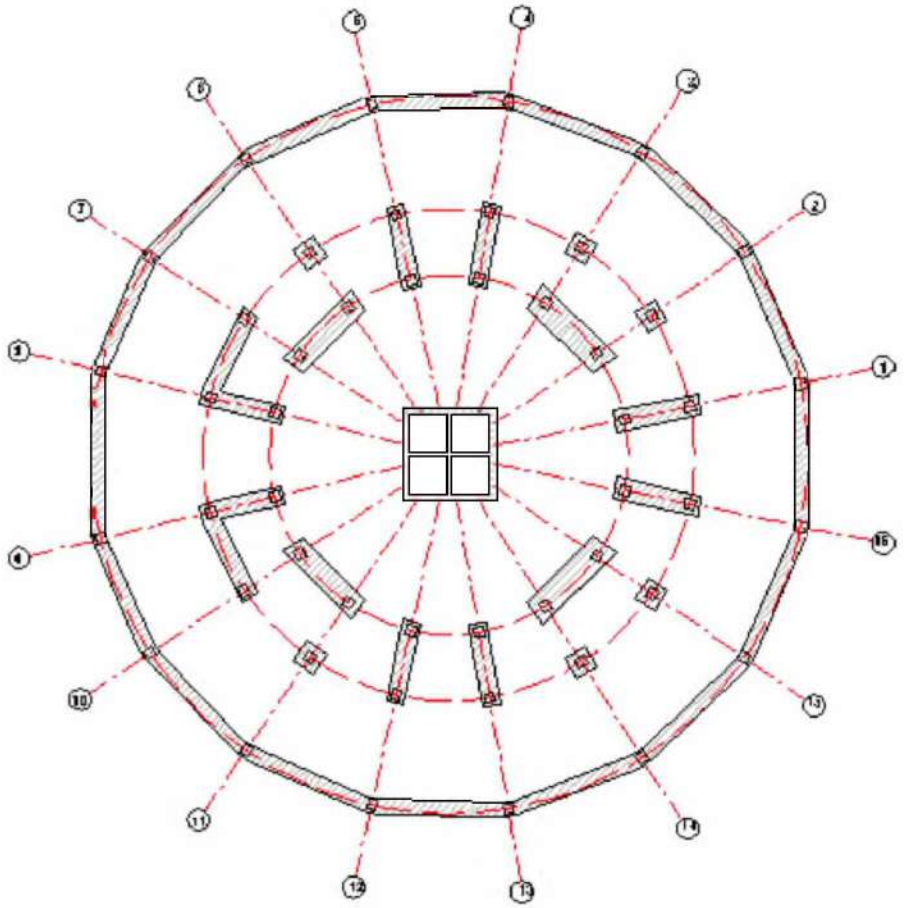


Figure VI-4 : système de la fondation « 2 ».

Les résultats de calculs sont résume dans le tableau suivant :

- Dimensionnement des semelles filantes sous deux poteaux :

Tableau VI.10 : dimensionnement de semelle filante sous deux poteaux :

Semelle filante	Semelle I	N_{ser} (kn)	A (m)	B (m)
SF 1	(B-C) 1	2553,99	3,7	4,1
SF 2	(B-C) 4	2301,89	3,7	3,9
SF 3	(B-C) 5	2349,64	3,7	4,0
SF 4	(B-C) 7	1222,335	3,7	2,9
SF 5	(B-C) 8	2502,77	3,7	4,1
SF 6	(B-C) 12	2484,3	3,7	4,1
SF 7	(B-C) 13	2398,7	3,7	4,0
SF 8	(B-C) 16	2560,27	3,7	4,1
SF 9	B (7-8)	1251,385	3,7	2,9
SF 10	B (9-10)	1251,47	3,7	2,9

-Vérification de chevauchement **:**

Tableau VI-11 : Vérification de chevauchement entre les semelles

- **Selon la file C :**

Semelle filante	b(m)	K (m)	L (m)	(L-K) (m)	Commentaire
SF 1-SF 8	4,1	4,1	4,0	-0,1	chevauchement
SF 2 -SF 3	3,9	3,9	3,8	-0,1	chevauchement
SF 4-SF 5	2,9	2,9	4,7	1,8	pas de chevauchement
SF 6- SF7	4,1	4,1	3,8	-0,3	chevauchement

- **Selon la file B :**

Tableau VI-12 : Vérification de chevauchement entre les semelles

Semelle filante	b(m)	K (m)	L (m)	(L-K) (m)	Commentaire
SF 1-SF 8	4,1	4,1	5,5	1,4	pas de chevauchement
SF 2 -SF 3	3,9	3,9	5,2	1,3	pas de chevauchement
SF 4-SF 5	2,9	2,9	6,4	3,5	pas de chevauchement
SF 6- SF7	4,1	4,1	5,2	1,1	pas de chevauchement

Conclusion : on remarque qu'on a un chevauchement entre les semelles filante sous poteaux donc on prévoit des semelles filantes croisées comme il 'est illustres dans la figure suivante :

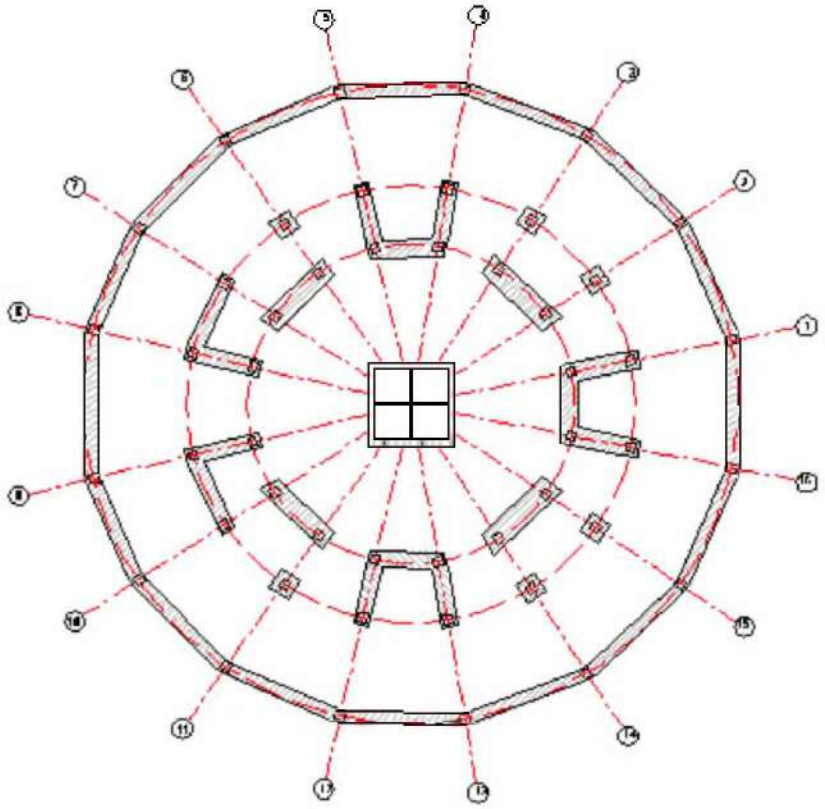


Figure VI-5 : système des fondations« 3 »

- Dimensionnement des semelles filantes croisées sous deux poteaux :

Tableau VI.13 : dimensionnement de semelle filante croisée sous deux poteaux :

Semelle filante	Semelle I	N_{ser} (kn)	A (m)	B (m)
SF 1	(B-C) 1	1276,995	3,7	2,9
SF 2	(B-C) 4	1202,13	3,7	2,8
SF 3	(B-C) 5	1227,505	3,7	2,9
SF 4	(B-C) 12	1242,15	3,7	2,9
SF 5	(B-C) 13	1199,35	3,7	2,8
SF 6	(B-C) 16	**1280,135**	**3,7**	**2,9**
SF 7	C (1-16)	**524,365**	**4**	**1,9**
SF 8	C (4-5)	509,3	3,8	1,8
SF 9	C (12-13)	518,78	3,8	1,9

-Vérification de chevauchement **:**

Tableau VI-4 : Vérification de chevauchement entre les semelles

Semelle filante	b(m)	K (m)	L (m)	(L-K) (m)	Commentaire
SF 1-SF 6	2,9	2,90	4,0	1,1	pas de chevauchement
SF 2 -SF 3	2,9	2,85	3,8	1,0	pas de chevauchement
SF 4-SF 5	2,9	2,85	3,8	1,0	pas de chevauchement

- **Calcul de ferraillage :**

- Calcul de ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux :

On a trois cas a étudier :

- Semelle filante sous deux poteaux file (B)
- Semelle filante sous deux poteaux file (C)
- Semelle filante sous deux poteaux file (B-C)

Tableau VI-15 : récapitulation des sollicitations :

Semelle filante	Semelle I	Nelu (kn)	N_{ser} (kn)	A (m)	B (m)
SF 6	(B-C) 16	1766,65	1280,13	5.5	2,9
SF 7	C (1-16)	720,98	524,36	4	1,9

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

- Armatures de répartition :$A_{rép} = \frac{A(cm^2).B(m)}{4}$

1- Semelle 6 :

a- <u>Transversalement :</u>

La dimension transversale A: $A=\frac{li+li+1}{2}+b=5.5$ m

Le calcul de ferraillage se fait comme le calcul d'une semelle isolée avec M=0.

B=2.9 m

<u>M=0 :</u>

- $d_a \geq \frac{A-a}{4}=1.17$ m ; d_a= 1.20 m $\Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp}=1.25$ m

Φ=1.2 cm

- $d_{aadp}= h_{adp}-e-\frac{\phi}{2}=1.20$ m.
- $d_b= d_{aadp}-\frac{\phi a+\phi b}{2}=1.18$ m.
- $e_{patin}=6\phi+6=13.2$ cm ; on adopt $e_{patin}=15$ cm

- à l'ELU :

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

- $A_a=\frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s}=\frac{1766,65\times1000\times(5.5-0.55)\times1000}{8\times1.20\times348\times1000}=26.176\ cm^2$
- $A_{rép}=\frac{A_a}{4}\times B=6.54\ cm^2$

- à l'ELS :

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

- $A_a=\frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s}=\frac{1280,13\times1000\times(5.5-0.55)\times1000}{8\times1.20\times202\times1000}=32.68\ cm^2$

- $A_{rép}=\frac{A_a}{4}\times B$ =8.17 cm²

b- <u>longitudinalement :</u>

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$lmax \leq \frac{\pi}{2} l_e l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =$3700\sqrt[3]{fc28}$ = 10818,86 MPa).

$lmax$: La plus grande travée dans la fille.

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

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

h_p : la hauteur de la poutre de libage$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$ =0.553 m ≃ 60 cm.

$$I=\frac{b.h_p^3}{12}=0.0099\ m^4$$

$$l_e=\sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}=3.73\ m.$$

$$lmax \leq \frac{\pi}{2} l_e = 5.87\ m.$$

On adopt l_{max} =6 m.

$$q=\frac{\sum N}{L}$$

Avec :

$\sum$ Ni : La somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage

$$q=\frac{3533.3X\times1000}{5500\times550}=1.16\ bar<\sigma_{adm}=1.5\ bar$$

c- calcul de ferraillage de poutre de libage :

a- Ferraillage longitudinal

- Ferraillage des travées

- b = 40cm ; h = 60 cm ; d = 57 cm ; d′ = 3 cm

$$M_u = \mathbf{164.34}\ \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{164.34}{55 * 57^2 * 14.2} = 0{,}064 < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc section entierement comprimée.}$$

$$A_s' = 0$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.064}\right) = 0{,}083 < 0{,}259 \Rightarrow \text{Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348\text{MPa}$$

$$ß = (1 - 0{,}4\alpha) = (1 - 0{,}4 * 0{,}083) = 0{,}966$$

$$A_{sup} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{164.34}{0.966 * 57 * 348} = 8.58\ \text{cm}^2$$

On adopte le ferraillage suivant : **8T12**avec : $\mathbf{A_s = 9.04 cm^2}$.

- **Ferraillage minimale**

$$A_{s\,min} = \max\{A_{s\,min}^{RPA}; A_{s\,min}^{BAEL}\}$$

$A_{s\,min} = \max\{16.5\ ;\ 2{,}57\} = 16.5\text{cm}^2 < A_s^{adoptée} = 9.04\ \text{cm}^2$ **condition non vérifiée**

Donc on adopte le ferraillage minimal de RPA version 2003 :

On choisit **4T20+4T12** avec **As=17.8 cm².**

- Ferraillage des appuis :

$$M_{ELU} = \mathbf{-161.91}\ \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{161.91}{55 * 57^2 * 14.20} = 0.063 < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc section entierement comprimée} \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.063}\right) = 0{,}082 < 0{,}259 \Rightarrow \text{Donc pivot A.}$$

$$\beta = (1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}42(1 - 0{,}4 * 0{,}082) = 0.967$$

$$A_{inf} = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{161.91 * 10^{-3}}{57 * 0.967 * 348} = \mathbf{8.40\ cm^2.}$$

On adopte le ferraillage suivant : **8T12**avec : $\mathbf{A_s = 9.04 cm^2}$.

- **Ferraillage minimale**

$$A_{s\,min} = \max\{A_{s\,min}^{RPA}; A_{s\,min}^{BAEL}\}$$

$A_{s\,min} = \max\{16.5\,;\,2{,}57\} = 16.5cm^2 < A_s^{adoptée} = 9.04\ cm^2$ **condition non vérifiée**

Donc on adopt le ferraillage minimal de RPA version 2003 :

On choisit **4T20+4T12** avec **As=17.8 cm².**

- Armatures de peau **[2]** :

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm(f_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable),posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

- $h_p=60 \geq 2(80 - f_e/10)=80$ donc on est pas besoin de prévoie des armature de peau.

2- Semelle 7 :

d- Transversalement :

La dimension transversale A : $A=\frac{ll+ll+1}{2}+b = 4$ m

Le calcul de ferraillage se fait comme le calcul d'une semelle isolée avec M=0.

B=1.9 m

M=0 :

- $d_a \geq \frac{A-a}{4}$ =0.337 m ; d_a= 0.4 m $\Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp}$ =0.45 m

Φ=1.2 cm

- $d_{aadp}= h_{adp}-e-\frac{\phi}{2}$=0.40 m.

- $d_b= d_{aadp}-\frac{\phi a+\phi b}{2}$=0.39 m.

- $e_{patin}=6\phi+6$=13.2 cm ; on adopt e_{patin}=15 cm

- à l'ELU :

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

- $A_a=\frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s}=\frac{720.98\times1000\times(4-0.55)\times1000}{8\times0.4\times348\times1000} = 22.34\ cm^2$

- $A_{rép}=\frac{A_a}{4}\times B$=5.58 cm²

- à l'ELS :

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

- $A_a=\frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s}=\frac{524.36\times1000\times(4-0.55)\times1000}{8\times0.4\times202\times1000}=27.98\ cm^2$

- $A_{rép}=\frac{A_a}{4}\times B$ =7.01 cm²

e- <u>longitudinalement :</u>

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$lmax \leq \frac{\pi}{2} l_e l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =$3700\sqrt[3]{fc28}$ = 10818,86 MPa).

$lmax$: La plus grande travée dans la fille.

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

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

h_p : la hauteur de la poutre de libage$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$ =0.36 m ≃ 45 cm.

$$I=\frac{b.h_p^3}{12}=0.0029\ m^4$$

$$l_e=\sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}=2.74\ m.$$

$$lmax \leq \frac{\pi}{2} l_e = 4.32\ m.$$

On adopt l_{max} =4.4 m.

$$q=\frac{\sum N}{s}$$

Avec :
$\sum$ Ni : La somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage

$$q=\frac{1441.96X\times1000}{4000\times550}=0.65\ bar<\sigma_{adm}=1.5\ bar$$

- **calcul de ferraillage de poutre de libage :**

a- Ferraillage longitudinal

- Ferraillage des travées

- $b = 55\ cm\ ; h = 40\ cm\ ; d = 37\ cm\ ; d' = 3\ cm$

$$M_u = \mathbf{184.43}\ \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{184.43}{55 * 42^2 * 14.2} = 0{,}172 < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc section entierement comprimée.}$$

$$A_s' = 0$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.172}\right) = 0{,}238 < 0{,}259 \Rightarrow \text{Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348\text{MPa}$$

$$ß = (1 - 0{,}4\alpha) = (1 - 0{,}4 * 0{,}238) = 0{,}906$$

$$A_{sup} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{184.43}{0.906 * 42 * 348} = 15.84\ cm^2$$

On adopte le ferraillage suivant : **8T16**avec : $\mathbf{A_s = 16.08 cm^2}$.

- **Ferraillage minimale**

$$A_{s\,min} = \max\{A_{s\,min}^{RPA}; A_{s\,min}^{BAEL}\}$$

$A_{s\,min} = \max\{11\ ;\ 2{,}57\} = 11\ cm^2 < A_s^{adoptée} = 16.08\ cm^2$ **condition vérifiée**

- **Ferraillage des appuis :**

$$M_{ELU} = \mathbf{-135.39}\ \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{135.39}{55 * 37^2 * 14.20} = 0.126 < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc section entierement comprimée} \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.126}\right) = 0{,}168 < 0{,}259 \Rightarrow \text{Donc pivot A.}$$

$$\beta = (1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}42(1 - 0{,}4 * 0.168) = 0.932$$

$$A_{inf} = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{135.39 * 10^{-3}}{37 * 0.932 * 348} = \mathbf{11.28\ cm^2.}$$

On adopte le ferraillage suivant : **8T14**avec : $\mathbf{A_s = 12.24 cm^2}$.

- **Ferraillage minimale**

$$A_{s\,min} = \max\{A_{s\,min}^{RPA}; A_{s\,min}^{BAEL}\}$$

$A_{s\,min} = \max\{11\ ;\ 2{,}57\} = 11\ cm^2 < A_s^{adoptée} = 12.24\ cm^2$ **condition vérifiée**

- Armatures de peau **[2]** :

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm(f_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable),posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

- h_p=40≥ 2(80 –f_e/10)=80 donc on n'est pas besoin de prévoie des armatures de peau.

VI-5-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 ;

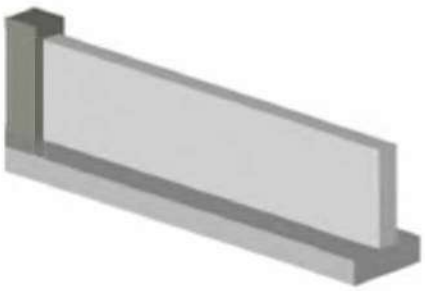


Figure VI.6.Schéma d'une semelle filante sous voile

V-5-1- Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

$$N = \frac{N_{max}}{L} \; ; M = \frac{M_{max}}{L}$$

Avec :

- N_{max}:est l'effort normal max.
- M_{max} : est le moment max.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{d_b}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Pour ce type des semelles on a la symétrie de projet suivant la direction y donc on faire l'étude dans un seul cote et généralisée les calculs a l'autre.

- **Sollicitation des semelles :**

Tableau VI-16 : sollicitation des semelles filantes sous voiles :

semelle	N_{ELU} (kn/ml)	M (kn, m/ml)	E_{X0} (m)	N_{ELS} (kn/ml)	M (kn, m/ml)	E_{X0} (m)
SF' 1	1424,42	8,743	0,006	837,43	0,00667	0,00001
SF' 2	1426,01	9,123	0,006	861,08	0,81333	0,00094
SF' 3	1781,92	14,290	0,008	376,35	0,07115	0,00019
SF' 4	838,24	4,971	0,006	257,01	0,00192	0,00001
SF' 5	1443,63	24,094	0,017	297,78	0,03654	0,00012
SF' 6	825,53	0,319	0,000	258,27	0,02308	0,00009
SF' 7	453,90	0,059	0,000	330,47	0,04275	0,00013

- **Dimensionnement des semelles :**

$$\textbf{Si :}\quad e_{0b}=\frac{Mb}{N} \leq B/6$$

$$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$$

Tableaux VI-17: dimensionnement de semelle filante.

semelle	N_{ELS} (kn/ml)	M (kn, m/ml)	E_{X0} (m)	a(m)	b(m)	A(m)	B (m)
SF' 1	837,43	0,00667	0,00001	1	0,15	**1**	**1.2**
SF' 2	861,08	0,81333	0,00094	1	0,15	**1**	**1.2**
SF' 3	376,35	0,07115	0,00019	1	0,30	**1**	**0,9**
SF' 4	257,01	0,00192	0,00001	1	0,15	**1**	**0,9**
SF' 5	297,78	0,03654	0,00012	1	0,30	**1**	**0,9**
SF' 6	258,27	0,02308	0,00009	1	0,15	**1**	**0,9**
SF' 7	330,47	0,04275	0,00013	1	0,15	**1**	**0,9**

- Vérification de chevauchement des semelles :

Tableaux VI-18 : Vérification de chevauchement de semelle filante.

semelle	B(m)	semelle isolées	B(m)	k (m)	L (i, i+1) (m)	L-K(m)	Commentaire
SF' 1	0,9	**B2- B3**	4	2,45	3,7	1.25	pas de chevauchement
SF' 3	0,9	**SF' 4**	0,9	0,9	2.6	1.7	pas de chevauchement
SF' 7	0,9	**B1-B16**	4,1	2,5	6,3	3.8	pas de chevauchement

1- Calcul de ferraillage de semelle filante sous voiles :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

D'après les résultats obtenus précédant ont une répartition trapézoïdale.

Tableau VI-20: calcul de ferraillage de semelle filante sous voiles :

Repartition trapézoïdale	
Ferraillagedes semelles	
$e_{0b} \leq$ B/18	$A_b = N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{B-b}{8\ db\sigma s})$
Ma=0	$A_a = N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\sigma s})$
Ma≠0 et $e_{0a} \leq$ A/18	$A_a = N(1+(3\ e_{0b}/A))(\frac{A-a}{8\ da\sigma s})$

- Armatures de répartition : $A_{rép} = \frac{A(cm^2).B(m)}{4}$

Tableaux VI-21 : calcul de ferraillage de semelle filante sous voiles :

			ELU		ELS	
semelle	d(m)	h(m)	A (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	A (cm^2)	$A_{rép}$(cm^2)
SF' 1	0,26	0,30	20,77	5,19	21,04	5,26
SF' 2	0,26	0,30	20,80	5,20	21,63	5,41
SF' 3	0,15	0,19	26,29	6,57	9,56	2,39
SF' 4	0,19	0,23	12,28	3,07	6,49	1,62
SF' 5	0,15	0,19	21,92	5,48	7,79	1,95
SF' 6	0,19	0,23	11,86	2,97	6,39	1,60
SF' 7	0,19	0,23	6,52	1,63	8,18	2,04

Tableau : VI-22 : ferraillage de la semelle filante :

semelle	A_a choix	A_{sa} (cm^2)	e_a (cm)	$A_{rép}$ choix	$A_{rép}$(cm^2)	e_b (cm)
SF' 1	14T14	21.04	8	8T10	6.24	14
SF' 2	14T14	21.04	8	8T10	6.24	14
SF' 3	9T12	10.17	10	8T10	6.24	14
SF' 4	9T12	10.17	10	8T10	6.24	14
SF' 5	9T12	10.17	10	8T10	6.24	14
SF' 6	9T12	10.17	10	8T10	6.24	14
SF' 7	9T12	10.17	10	8T10	6.24	14

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls \geq \frac{\emptyset \cdot fe}{4 \cdot \tau s} = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835}$ =42.32 cm.

Tableau : VI-23 :Vérification des longueurs de scellement

Semelle	B(m)	A(m)	B/4 (cm)	Ls (cm)	Ls>B/4
SF' 1	2	1	0,5	50	C.V
SF' 2	2	1	0,5	50	C.V
SF' 3	2	1	0,5	50	C.V
SF' 4	2	1	0,5	50	C.V
SF' 5	2	1	0,5	50	C.V
SF' 6	2	1	0,5	50	C.V
SF' 7	2	1	0,5	50	C.V

- Vérification de la stabilité au renversement :[**Art 10.1.5 RPA version 2003]**

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau : VI-24 :Vérification de la stabilité au renversement

semelle	N_{ELU} (kN)	$M_{X\,ELU}$ (kN.m)	e(m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF' 1	837,43	0,00667	0,00001	2	0,5	C.V
SF' 2	861,08	0,81333	0,00094	2	0,5	C.V
SF' 3	376,35	0,07115	0,00019	2	0,5	C.V
SF' 4	257,01	0,00192	0,00001	2	0,5	C.V
SF' 5	297,78	0,03654	0,00012	2	0,5	C.V
SF' 6	258,27	0,02308	0,00009	2	0,5	C.V
SF' 7	330,47	0,04275	0,00013	2	0,5	C.V

Conclusion : d'après les calcul obtenue dans le tableau précédant on a notre semelle est stable vis-à-vis de renversement.

CONCLUSION GENERAL

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation , d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Enfin, notre objectif principal de l'ingénieur était 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.

Bibliographie

Documents réglementaires :

[1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- [5] : Formulaire de béton armé. DAVIDOVICI VICTOR.
- [6] :Guide de calcul des ossature en béton armé Albert FUENTES

Logiciels :

- ROBOT version 23.0
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTO CAD 2012