REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : **S**tructures

Thème
Etude d'un bâtiment à usage administratif (sous-sol +RDC+ 05 étages)

Présenté par

Laidi **K**halida

Toumi **Gh**oufran **M**alak

Proposé et Dirigé par

DR.YOUSFI Mahfoud

Promotion Juin 2023

REMERCIEMENT

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

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier notre Encadreur Mr : YOUSFI Mahfoud

Pour son aide et ses orientations précieuses.

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

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

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

Dédicaces

Tout d'abord, louange à Allah le tout puissant qui nous a guidés vers la lumière du savoir et nous a gardées et protégées le long de notre vie.

A mes chers parents avec tout mon amour

Je dédie cette thèse en premier à ma très chère mère Source inépuisable de tendresse, de patience et de sacrifice. Ta prière et ta Bénédiction m'ont été d'un grand secours tout au long de ma vie. Quoique je puisse dire et écrire, je ne pourrais exprimer ma grande affection et ma profonde reconnaissance. Puisse Dieu tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et Bonheur.

A mon très cher père

Pourriez vous trouver dans ce travail le fruit de toutes vos peines et tous de vos efforts. En ce jour, j'espère réaliser l'un de tes rêves. Aucune dédicace ne saurait exprimer mes respects, ma reconnaissance et mon profond amour. Puisse Dieu vous préserver et vous procurer santé et bonheur.

A mon cher grand père

Qui je souhaite une bonne sante .

A mon cher frère

***Mohamed abd el malek** Tu as rempli mes moments de joie et de bonheur. Je te souhaite tout ce qu'il y a de meilleur.*

A mes sœurs

***Mouna et rahma** Aucune dédicace ne peut exprimer la profondeur des sentiments fraternels et d'amour, d'attachement que j'éprouve à votre égard. Puisse dieu vous protéger, garder et renforcer notre fraternité.*
Sans oublier mon binôme khalida pour son soutien moral, sa patience et sa comprehension tout de long de ce projet.

A mes amies

sara, rahma mousni ,safia , khouloud ,soumia ,adela , bouchra messili, chaima *Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des sœurs et des amies sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.*

A la mémoire de mes grands parents J'aurais souhaité votre présence en ce moment pour partager ma joie. Vous m'avez toujours fait preuve d'amour et d'affection, vous êtes toujours présents dans mon esprit et dans mon cœur. Aussi dans ce moment de joie, vous avez toutes mes pensées.
Que vos âmes reposent en paix.

Enfin, nous adressons nos remerciements à tous les amis de cette promotion et nous remercions également tous ceux, qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Malak ghoufran

Dédicace

Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la

Patience pour mener à terme ce travail.

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère mère
A mon très cher père ;

A mes chères sœurs ***(Nawel, Keira, Souhila, Souad et Mounira)***
qui ont été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie ;

A tout ma famille ***(Laidi)*** *;*

*A tout la famille(****Zitouni****) ;*

A tous les enfants de ma famille sans exception ;

Et tous mes amis proches ;

A ma binôme : ***Malek Ghoufran*** *;*

*A mes très chères collègues (****Chaimaa ; Sara ;Kouloud, Soumia****,*

Adela et Selma*);*

Et à tous mes collègues génie civil promotion 2023.

LAIDI KHALIDA

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة ذات استعمال اداري من الخرسانة المسلحة تتكون من

(5طوابق +طابق أرضي وتحت أرضي) ستتم بنايتها في ولاية تيبازة (شرشال) المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية

حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل رقم **III (RPA version 2003)**

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة .قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل وقانون الخرسانة المسلحة).تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج

(SAP2000 V24)

.الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة, الزلازل, الاعمدة

Résumé

Le but principal de ce travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage administratif constituée de **(RDC+5étage+sous- sol)** implantée dans la wilaya de **TIPAZA (CHERCHEL),** cette région est classé comme zone **III** selon le**(RPA99 version 2003).**

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur **(CBA93, RPA99 version 2003).**
L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthodedes éléments finis moyennant le logiciel **« SAP2000 version24 »**.
En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.
mots cles: beton arme ,ferraillage,voile portique

Abstract

The principal aim of this work is to study a reinforced concrete building with a irregular shape, made up of (**Ground dealing + 5 stories+ underground)** This building is located at wilaya of **TIPAZA (CHERCHEL),** this area is classified in area **III** according to **(RPA99 version 2003).**

The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind bracing (frames + shells)
The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian standards into force **(CBA93, RPA99 v 2003).**
The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software **"SAP2000 version24"**.
Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Sommaire

INTRODUCTION
GENERALE…….....1

Chapitre 01

I.1. Présentation de l'ouvrage……..2

I.2. Description de l'ouvrage……..……2

I.2.1 Planchers…….……2

I.2.2 Escaliers……..2

I.2.3 Revêtement……2

I.2.4 Maçonnerie……...…..3

I.2.5 Acrotère……...3

I.2.6 Infrastructure……..3

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage……4

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment…….……4

I.3.2.Dimensions en élévation du bâtiment……..……4

I.4. Conception structurelle……...4

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux……..…….5

I.5.1. Béton……..……...……5

I.5.1. a)
Définition……....5

I.5.1. b) composition du béton……5

I.5.1. c)Préparation du béton……...……..6

I.5.1. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton……7

I.5.1. 1-Résistance du béton à la compression……7

I.5.1. 2-Résistance du béton à la traction……7

I.5.1. e) Caractéristique limites du béton……8

I.5.2. L'acier……..9

I.6. Conclusion……11

Chapitre 02

II. Introduction……12

II.2. Pré dimensionnement des planchers……..12

II .2.1. Plancher à corps creux……...12

II.2.2.Les dalles……13

I.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations……..14

II.3.1. Maçonnerie……..14

II.3.1. a. Murs intérieurs (simple cloison)……..…….14

II.3.1. b .Murs extérieurs (double-cloison)…… ……..14

II.3.2. Plancher terrasse……15

II.3.2.1. Plancher corps creux……15

II.3.2.1.a. Charges permanentes……15

II.3.4. Dalle pleine……..……17

II .3.4.a. Plancher Terrasse……17

II.4. Pré dimensionnement des poutres……..18

II.4.1. Poutres……19

II.5. Pré dimensionnement des poteaux……..…20

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement ……21

II.5.2.Calcul de l'effort $(N_U)^{-}$……21

II.6. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux……22

II.6.1. Détermination des charges permanente……22

II.6.2. Détermination de l'effort normal ultime……24

II.6.3. Vérification aux zones nodales……24

II.7. Poteau circulaire……25

II.7.1. Calcul de l'effort $(N_U)^{-}$……26

II.7.2. Détermination des charges permanente……26

II.7.3. Détermination des Surcharge d'exploitation……..27

II.7.4.Détermination de l'effort normal ultime……27

II.7.5.Vérification des conditions de l'RPA99V2003……..27

II.8.Pré dimensionnement des voiles……..28

Chapitre 03

III.L'ACROTERE……30
III.1. Evaluation des charges permanentes et d'exploitations……30
III.2. Calcul des efforts……30
III.3. Calcul du ferraillage l'acrotère……31
III.4. Vérification de l'effort tranchant……33
III.5. Vérification de l'acrotère au séisme……33
III. Les escaliers……34
III.1. Introduction……34
III.2. Escalier à deux volées RDC et étage courant……34
III.2. 1.Pré dimensionnement……34
III.2.3. Détermination des efforts……35
III.2.4. Ferraillage des escaliers à l'ELU……37
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant……37
III.2.6. Vérification à l'E.L.S……37
III.2.7. Vérification de la flèche……38
III.3. Escalier à deux volées étage SOUS-SOL……38
III.3.1. Pré dimensionnement……38
III.3.2. Vérification de la formule de BLONDEL……39
III.3.3. Détermination des efforts……40
III.3.4. Ferraillage des escaliers à l'ELU……41
III.3.5. Vérification de l'effort tranchant……42
III.3.6. Vérification à l'E.L.S……42
III.3.7. Vérification de la flèche……42
III.4. Etude de la poutre palier……43
III.4.1. Evaluation des charges……44
III.4.2. Calcul des efforts internes……44
III.4.3. Ferraillage de la poutre palière……44
III.5. Plancher à corps creux……46
III.5.1. La dalle de compression……46

III.6. Les poutrelles……47
III.6.1. Calcul des poutrelles avant coulage du béton……...47
III.6.2. Calcul des moments……48
III.6.3. Vérification de la flèche……..……48
III.6.4. Après le coulage de la table de compression…….49
III.6.5. Méthodes de calcul…….49
III.6.5. a. La Méthodes CAQUOT…….49
III.6.6. Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression..…… …… ……50
III.6.6. a. Exposé de la méthode forfaitaire…….55
III.6.6.b. Récapitulations……...56
III.6.7. Ferraillage des poutrelles……57
III.6.6. a. Calcul des armatures longitudinales……...57
III.6.6. b. Condition de non fragilité…….58
III.6.6. c. Calcul des armatures transversales……..58
III.6.7. Vérification de l'effort tranchant……59
III.6.8. Vérification au voisinage de l'appui……..59
III.6.9. Vérification de la flèche ……60
III.7. DALLE PLEINE……61
III.7.1. Définition ……61
III.7.3. La méthode forfaitaire ……62
III.7.4. Méthode des lignes de rupture ……62
III.7.4.a. Détermination de l'épaisseur ……63
III.7.5. Evaluation des charges et surcharges ……63
III.7.6. Calcul du ferraillage ……..……...65
III.7.7. Condition de non fragilité ……...65
III.7.8. Condition d'espacement ……65
III.7.9. Vérification de l'effort tranchant ……..……66
III.7.10. Vérification à l'E.L.S……..……66
III.7.11. Vérification de la flèche ……66
III.8. CALCUL DES BALCONS EN BETON ARMÉ……..67

III.8.1. DEFINITION……67
III.8.2. EFFORTS EXERCÉS SUR LES BALCONS…….67
III.8.3. Balcons en porte-à-faux……67
III.8.4. Evaluation des charges ……68
III.8.5. Calcul du ferraillage ……69
III.8.5.a. Calcul à l'E.L. U ……..69
III.8.5.b. Calcul à l'E.L.S ……69
III.8.6. Vérification de la flèche ……..70

Chapitre 04

IV.1.INTRUDUCTION ……...71
IV.2.EFFET DE LA THEMPERATEUR……71
IV.2.1. La procédure du calcul CBA 93[ART.3.3.2]…… …….72
IV.3. L'introduction des chargements dans SAP2000 (version 2024) ……..73
IV.4. Résultats du calcul ……76
IV.5. Conclusion ……77

Chapitre 05

V.1.INTRODUCTION……..…..78
V.2. OBJECTIF DE L'ÉTUDE DYNAMIQUE…….78
V.3.MODELISATION DE LA STRUCTURE……..78
V.4.Caractéristiques géométriques de la structure ……...79
V.5. Centre de masse ……...79
V.5.1.Centre de torsion ……80
V.5.2.Excentricité……..……82
V.5.3.Excentricité théorique (statique)…… ……82
V.5.4.Excentricité accidentelle.……83
V.5.5. Effets de la torsion accidentelle……..83
V.6.Disposition des voiles ……84
V.6.1.Vérification de l'excentricité › RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] ……...84
V.6.2.Dimensions du bâtiment ……85
V.6.3.Excentricité admissible ……85

V.6.4.Caractéristiques géométriques de la structure ……..85
V.6.5.Centre de Masse & Centre de Rigidité dans l'équilibre…….……86
V.6.6. Excentricité théorique (statique)…… ……..86
V.7. METHODES DE CALCULS…….……87
V.7.1.Conditions d'application de la méthode statique équivalente……87
V.7.2.Conditions d'application de la Méthodes dynamiques……..88
V.7.3.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL……..88
V.7.4.La méthode d'analyse modale spectrale……...89
V.7.5.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 [2]…… ……89
V.7.6.coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]…… ……92
V.8. Résultats et vérification de l'analyse dynamique ……94
V.8.1.Vérification de comportement modal des trois premiers modes ……..….95
V.8.2.Vérification de participation massique [Art 4.3.4.RPA99v2003] ……96
V.8.3.Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]……...…… ….97
V.8.3.a. Calcul de la force sismique totale : [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]…… …97
V.8.4.Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] ……...…98
V.8.4.a.Le moment de renversement :…… ……98
V.8.4.b.Vérification ……...98
V.8.5. Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] ……99
V.8.6. Vérification vis à vis de l'effet P-□ : [RPA.V.2003.ART 5.9]…… ……99
V.8.7.Vérification de cisaillement des éléments ……..100
V.8.8. Vérification des voiles……101
V.8.8.Vérification de l'effort normal réduit : [Art 7.1.3.3]…… …..101
V.9.CONCLUSION……..101

Chapitre 06

VI.1. Introduction……102
VI.2. Combinaison des charges……102
VI.3. Ferraillage des poutres……..102
VI.3.1. Introduction……...102
VI.3.2.Recommandation des règlements ……....102

VI.3.2.1.Recommandations du R.P.A99v2003 ……....102
VI.3.2.2.Recommandations du CBA93 ……102
VI.3.3. Ferraillage des poutres principales et des poutres secondaires……104
VI.3.4. Vérification selon RPA2003 et CBA93……104
VI.3.5.Vérification des contraintes à l'état limite de service ……...104
VI.3.6. Vérification des armatures transversales……105
VI.3.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……105
VI.3.8. Calcul des armatures transversales……105
VI.3.9.Vérification de la flèche ……..106
VI.4. Ferraillage des poteaux ……..107
VI.4. 1.Détermination des armatures longitudinales……107
VI.4. 2.Détermination des armatures transversales……...110
VI.5. Ferraillage des voiles……111
VI.5.1.Les voiles pleins ……...111
VI.5.2.Voiles avec files d'ouvertures ……112
VI.5.2.1. Les trumeaux ……...112
VI.5.2.2.Les linteaux ……112
VI.5.3.Recommandations des règlements ……112
VI.5.3.1.Recommandation du RPA99v2003……112
VI.5.3.2.Recommandation du CBA93……113
VI.5.4.Conclusion……...116

Chapitre 07

VII.1.INTRODUCTION :…… ……..117
VII.2.Reconnaissance du sol……118
VII.3.Choix de la fondation : ……..118
VII.3.1.Semelle isolé……118
VII.3.1.1.Méthode de calcul……118
Vérification de Contraintes et Renversement :…… ……..120
VII.3.1.2.Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :…… …121

VII.3.2.Semelle filante (continue)…… … ……122
VII.3.2.1.Dimensionnement des semelles……..122
VII.3.2.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS……..123
VII.3.2.3.Vérification de la stabilité au renversement RPA Art 10.1.5……..123
VII.3.3.Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux……124
VII.3.3.1.Calcul de ferraillage…….125
VII.3.3.1.1.Sous un voile…….125
VII.3.3.1.2.Sous plusieurs poteaux…….....125
VII.4.Les longrines……128
VII.4.1.Rôle des longrines……..128
VII.4.2.Ferraillage des longrines Selon RPA99 Version 2003 Art.10.1.1 :…… ……128
VII.4.3.Vérification des contraintes à L'ELS CBA 93 [Art.A.4.5.3]……...130
VII.4.4.VérificationdescontraintesdecisaillementàL'ELUouL'ACC …….130
VII.5.Ferraillage des voiles périphériques…….131
VII.5.1.Calcul de la poussée des terres……131
VII.5.2.Ferraillage des voiles périphériques ……132
CONCLUSION GENERALE……..135

Liste de figure

Chapitre 01

Fig. I.1:Vue en plan architecture…….....4

Fig. I.2 :Vue en plans de la coupe…….…….4

Fig. I.3 : diagramme de contrainte de déformation d'un béton comprimé ……..……9

Fig. I.4 : Diagramme de déformation-contrainte ……..…….10

Chapitre 02

Fig. II.1 : Plancher à corps creux…….....12

Fig. II.2: dimensionnement de plancher à corps creux……13

Fig. II.3 : Coupe de mur en maçonnerie……..……15

Fig.II.4 : composants d'un plancher terrasse……..…….....15

Fig.II. 5: composants d'un plancher courant……16

Fig.II.6 : composants de la dalle de terrasse……17

Fig. II.7 : composants de la dalle d'étage…….……..18

Fig.II.8 : Dimensionnement de la poutre……19

Fig.II.9 : le poteau plus sollicité (plan autocad)…… ….....20

Fig. II.10 : Zones nodales……..…25

Fig.II.11: le poteau circulaire plus sollicité (plan autocad)…… …….25

Fig.II.12: Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche)……...…28

Chapitre 03

Fig. III.1: L'acrotère……..……..30

Fig. III.2: ferraillage de l'acrotère……33

Fig. III.3: Schéma d'escalier…….……..…34

Fig. III.4: Schéma statique de l'escalier……35

Fig. III.5: Schéma statique de l'escalier……36

Fig. III.6: Diagrammes des efforts interne a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S……..36

Fig. III.7: Ferraillage de l'escalier……..38

Fig. III.8: Dimensions de l'escalier…….....38
Fig. III.9: Schéma statique de l'escalier……40
Fig. III.10: Schéma statique de l'escalier…….40
Fig. III.11: Diagrammes des efforts interne a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S……..……41
Fig. III.12: Ferraillage de l'escalier……..……43
Fig. III.13: Schéma statique équivalent de la poutre palière……....43
Fig. III.14: Efforts internes dans la poutre palière a)à l'ELU et b) à l'ELS……...……44
Fig. III.15 : Disposition des armatures de la dalle de compression……..47
Fig. III.16: Dimensionnement de la poutrelle…….……47
Fig. III.17: Poutrelle avant coulage……..……48
Fig. III.18: Poutrelles à 7 travées……..……...……..50
Fig. III.19: Poutrelle à 4 travées……..……52
Fig. III.20: Poutrelle à 3 travées……53
Fig. III.21: Poutrelle à 2 travées……54
Fig. III.22: les sections considérées pour le calcul des ferraillages……57
Fig. III.23: Dalle pleine de forme triangulaire…….……63
Fig. III.24: Efforts dans la dalle pleine de forme triangulaire……63
Fig. III.25: Sollicitations dans un balcon en porte-àfaux……67
Fig. III.26: Dalle pleine balcon encastrée sur un seul coté……..…68
Fig. III.29: Schéma de ferraillage du balcon……70

Chapitre 04

Figure IV.1. La température en 2023 à TIPAZA. ……..…….71
Figure IV.2.Une composante de la température Uniform Δ_T ……...72
Figure IV.3 : Introduire de la température dans sap2000v24……..…74
Figure.IV.4:Introduirelacombinaisonl.35Gt+l.5Q+0.8Tdans sap200v24……...….74
Figure. IV.5: Introduire assign de la température (cable loads)..……. ……...75
Figure IV.6. Introduire le chargement :(assign cable température loads)……..75
Figure IV.7. l`effet la température (T) dans la structure suivent le logiciel SAP2000V24……76

Chapitre 05

Fig.V.1. Modélisation de la structure……79

Fig.V.2. dimension des voiles et poteaux……..81

Fig.V.3. dimension des voiles avec ouvertures……..81

Fig.V.4. dimension des poteaux circulaires……...81

Fig.V.5.position de centre de masse……83

Fig.V.6. disposition des voiles……85

Fig.V.7. Position du centre de masse et centre de rigidité……...……87

Fig.V.8. La courbe de spectre de réponse……91

Fig.V.9. Mode 01 : Translation suivant l'axe x……95

Fig.V.10. Mode 02 : Translation suivant l'axe y……95

Fig.V.11. Mode 03 : Rotation autour de l'axe Z……96

Chapitre 06

Fig VI.1. Dessin de ferraillage des poutres principales……..……..106

Fig VI.2. Dessin de ferraillage des poutres secondaires……..107

Fig VI.3. Ferraillage des poteaux……..……...110

Fig. VI.4.: disposition des voiles pleins et voiles avec ouvertures……114

Chapitre 07

Figure VII.1 semelle isolé……..……..118

Figure VII .2 : L'effort Normales Nz……119

Figure VII.3 : Les bulles de pression sous la semelle……..…….121

Figure VII.4 : Plan des semelles isole……121

Figure VII.5 : les charges de poussé de terre……...132

FigureVII.6 : Schéma des dimensions du voile périphérique……132

Liste de tableau

Chapitre01

Tab.I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……9

TAB.I.2: caractéristique de l'acier……...11

TAB.I.3: hypothèses de calcul béton……11

Chapitre 02

Tab.II.1 : charge permanente du mur simple cloison……14

Tab.II.2 : charge permanente du mur double cloison……...14

Tab.II.3 : Charge permanente du plancher terrasse……...15

Tab. II.4 : Charge permanente du plancher courant……..16

Tab.II.5 : Charge permanente terrasse……17

Tab.II.6 : Charge permanente de la dalle d'étage……18

Tab.II.7 : pré-dimensionnement des poutres……20

Tab.II.8: pré dimensionnement des poteaux carre……...……21

Tab.II.9 : calcule $(N_U)^{-}$de Poteaux carre……..……22

Tab. II.10: Détermination des charges permanentes Poteau carre……23

Tab. II.11 : Détermination des charges d'exploitations Poteau carre……..……...24

Tab. II.12 : Détermination de l'effort normal ultime$(N_U)^{-}$de Poteau carre……24

Tab. II.13 : vérifications de coffrage des poteaux carre……...25

Tab. II.14 : Vérification aux zones nodales……..25

Tab.II.15 : calcule $(N_U)^{-}$de Poteau circulaire……...26

Tab. II.16 :Détermination des charges permanentes de Poteau circulaire. ……..……..27

Tab. II.17 : Détermination des charges d'exploitations de Poteau circulaire……..27

Tab. II.18 : Détermination de l'effort normal ultime$(N_U)^{-}$de Poteau circulaire……28

Tab. II.19 : vérifications de coffrage des poteaux circulaires……..28

Chapitre 03

Tab.III.1: Calcul du ferraillage l'acrotère ……31

Tab.III.2: ferraillage de l'acrotère……32

Tab.III.3 : Vérification de l'effort tranchant……33

Tab.III.4: Poids propre de la paillasse de l'escalier……..35

Tab.III.5: Poids propre du palier de repos de l'escalier……...35

Tab.III.6 : Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier……36

Tab.III.7 : Sollicitations obtenues à l'ELS appliquées à l'escalier……..36

Tab.III.8 : Calcul des sections d'acier de l'escalier…….37

Tab.III.9 : vérification de la contrainte……38

Tab.III.16. Pré dimensionnement de la poutre palière……43

Tab.III.17 : Ferraillage de la poutre palière……..…….44

Tab.III.18 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière……45

Tab.III.19. Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière……..45

Tab.III.20. La section d'armature transversale de la poutre palièr……..…45

Tab.III.21 : Vérification de la flèche de la poutre palière……..45

Tab.III.22 Les charges de la poutrelle avant collage…….…….48

Tab.III.23 : On place 1 étaiements à une distance L=5.45 m pour les poutrelles…….49

Tab.III.24 : Donne les charges, surcharges et efforts aux ELU et ELS……49

Tab.III.25 : Méthodes de calcul……..……..50

Tab.III.26: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à terrasse à ……..51

Tab.III.27: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à terrasse à l'ELS…….……..51

Tab.III.28: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELU……51

Tab.III.29: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à ELS……52

Tab.III.30: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELS……52

Tab.III.31: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à terrasse à l'ELS……..52

Tab.III.32: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à…….53

Tab.III.33: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELS…….53

Tab.III.34: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELU…….53

Tab.III.35: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELS…….54

Tab.III.36: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELU…….54

Tab.III.37 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELS…….54

Tab.III.38: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à terrasse à l'ELU ……..56

Tab.III.39: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à terrasse à l'ELS……56

Tab.III.40: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELU……56

Tab.III.41: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELS……56

Tab.III.42 : Récapitulations des efforts……...……..56

Tab.III.43 : les données……..57

Tab.III.44 : Ferraillage de la poutrelle…….58

Tab.III.45: Vérification de la contrainte à l'E.L.S……..60

Tab.III.46 : Détermination des chargements de la dalle pleine…….63

Tab.III.47 : Calcul des sections de la dalle pleine triangulaire……65

Tab.III.48 : Charge permanente du balcon……..68

Chapitre 04

TAB. IV.1 : étude thermique ……..76

TAB. IV.2 : Ferraillage des poutres porteuses selon 1.35G+1.5Q+0,8T..... ……77

TAB. IV.3 : Ferraillage des poutre porteuses selon 1.35G+1.5Q+0,8T ……77

Chapitre 05

Tab .V.1. Calucle de centre de masse……80

Tab .V.2. Calcule de centre de torsion……82

Tab .V.3. Calcule d'excentricité……..82

Tab .V.4. Calcule d'excentricité……83

Tab .V.5. Calcule d'excentricité totale……..84

Tab .V.6. Calcule de centre de masse et rigidité……86

Tab .V.7. Calcule d'excentricité……....86

Tab .V.8.détermination du facteur de qualité Q……..90

Tab .V.9. Valeurs du coefficient CT……91

Tab .V.10. Justification du coefficient de comportement R suivant X ……..93

Tab .V.11. Choix du coefficient de comportement suivant X en % ……93

Tab .V.12. Justification du coefficient de comportement R suivant y……93

Tab .V.13. Choix du coefficient de comportement suivant Y en %.....94

Tab .V.14. Vérification de comportement des trois premiers modes……..…96

Tab .V.15. Coefficient de participation massique……97

Tab .V.16. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……98

Tab .V.17. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……98

Tab. V.18.Vérification des déplacements inter-étage suivant X, Y……99

Tab .V.19. Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y……99

Tab .V.20. Vérification de cisaillement des poutres……100

Tab .V.21. Nouvelles section des poteaux……..101

Chapitre 06

Tab VI.1: Les données du calcul……102

Tab VI.2.calcul du ferraillage RPA99[Art.7.5.2]…… ……104

Tab VI.3. Armatures choisies et vérification selon RPA2003 et CBA93……104

Tab VI.4. Vérification des contraintes des poutres à l'ELS……105

Tab VI.5.Vérification des armatures transversales……105

Tab VI.6.Vérification des contraintes de cisaillement……..105

Tableau VI.7.Vérification des flèches……106

Tab VI.9.La section d'armatures des poteaux……108

Tab . VI.10.Armature choisie et vérification selon le RPA99 V2003……109

Tab . VI.11.Vérification des contraintes à l'ELS……..109

Tab VI.12.La section d'armatures transversales des poteaux……111

Tab VI.13 : les données de calcule ……112

Tab VI.14. Calcul les armatures verticales……115

Tab VI.15.Vérification des armatures a ELS des voiles……115

Tab VI.16.Calcul les armateurs horizontaux……115

Tab.VI .17.determination de la sollicitation de calcul des linteaux……116

Tab .VI .18 :calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……..116

Chapitre 07

TableauVII.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……..120

Tableau VII.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS……122

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS……123

Tableau VII.4 : Vérification de la stabilité au renversement……124

Tableau VII.5 : Dimensionnement de la poutre de libage……..……125

Tableau VII.6 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles……..125

Tableau VII.7 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile……125

Tableau VII.8 : Vérification l'excentricité des semelles filantessous un poteau……..126

Tableau VII.9 : Ferraillages des armatures principales de la semelle…….126

Tableau VII.10 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…….127

Tableau VII.11 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage……127

Tableau VII.12 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU…….127

Tableau VII.13 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS……128

Tableau VII.14 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…….129

Tableau VII.15 : coefficient en fonction de la zone sismique……..129

Tableau VII.16. : La section calculée d'armatures longitudinale des longrines……..129

Tableau VII.17 : La section choisie d'armatures longitudinale des longrines……..130

Tableau VII.18.Vérification des contraintes normale……130

Tableau VII.19 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutres principales…….131

Tableau VII.20 : Tableau des données…….131

Tableau VII.21 : Détermination des moments par la méthode forfaitaire……133

Tableau VII.22 : Détermination des moments de voile périphérique……133

Tableau VII.23 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU…….133

Tableau VII.24 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS……134

NOTATIONS

MAJISCULES ROMAINES :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$Amax, Amin$: Section d'acier maximale et minimale.

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

At : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

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

AD : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

B : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_u : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'ELS service.

N_u : Effort normal à l'ELU.

Tu : Effort tranchant à l'ELU.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W : poids.

MINISCULES ROMAINES :

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

$b0$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

$fc28$: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

$ft28$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

lf : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

MINISCULES GRECQUES :

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

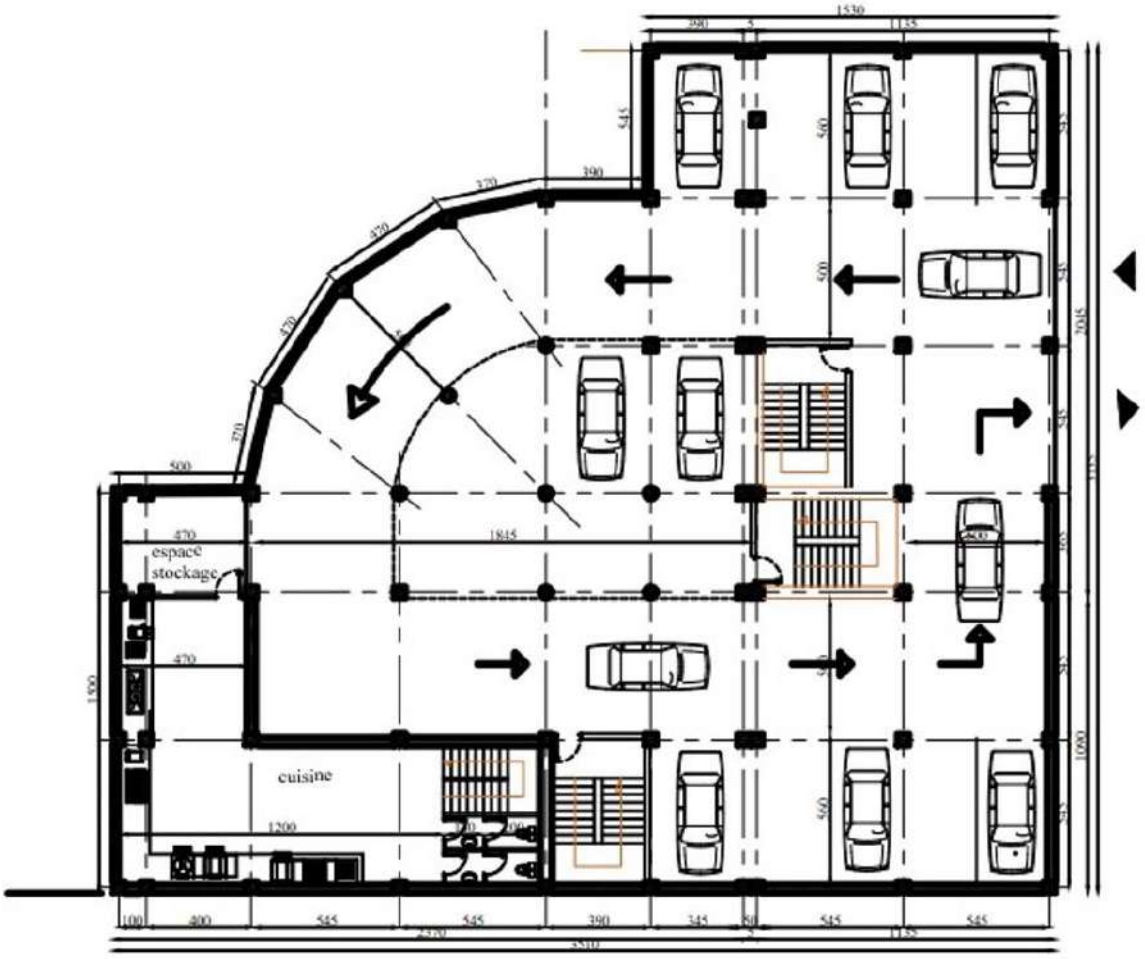
ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

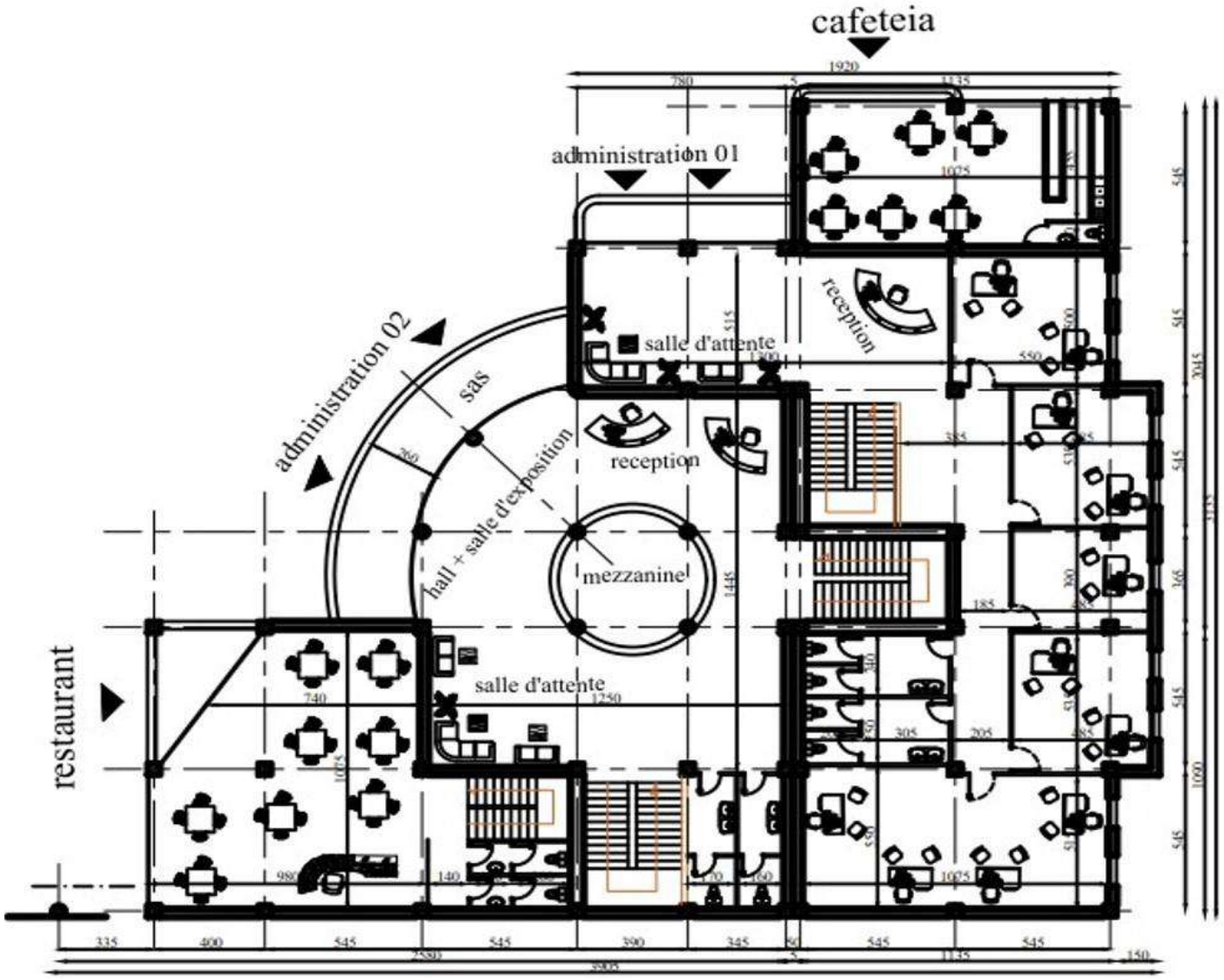
ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

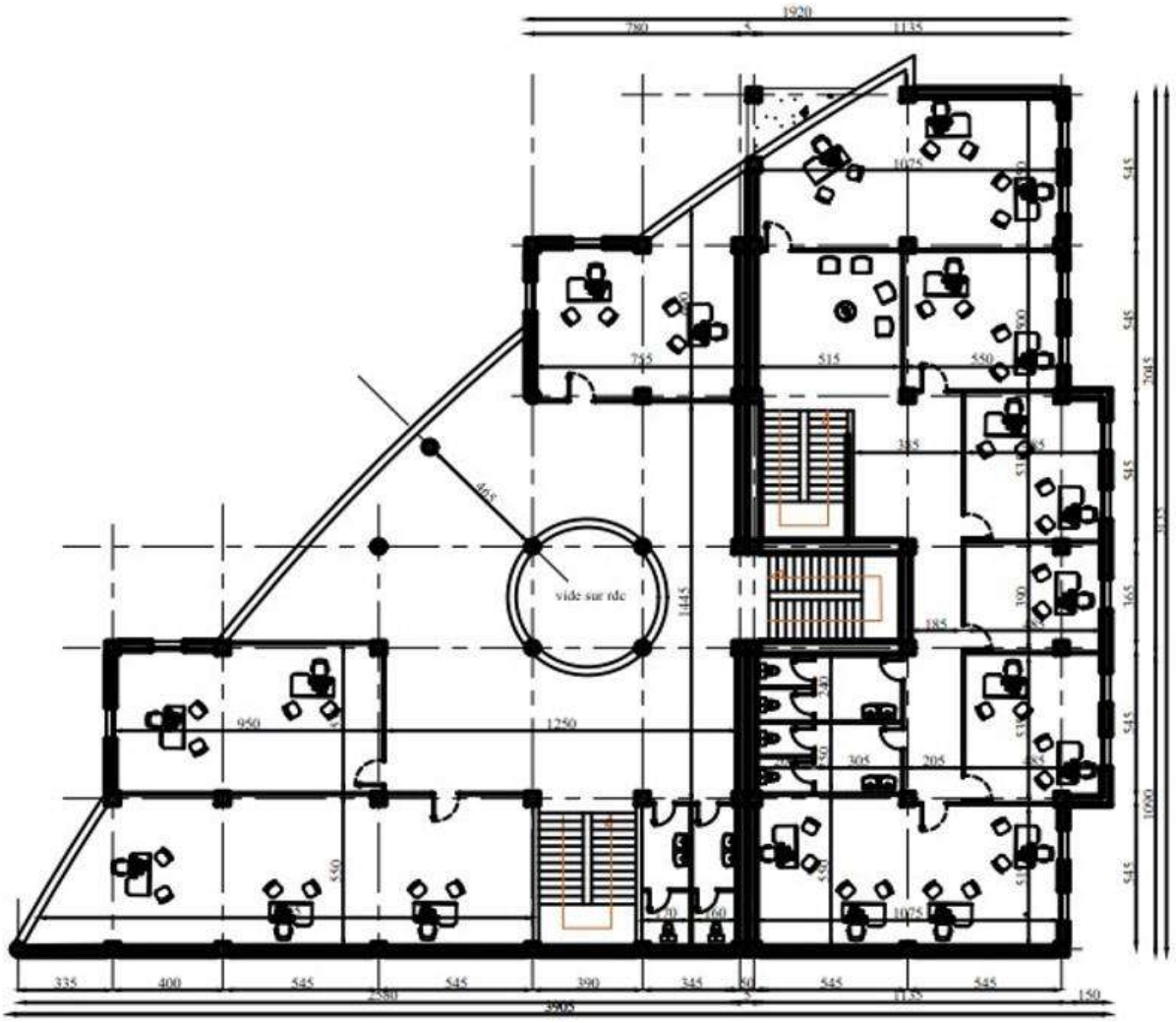
δ : Déplacement d'un niveau



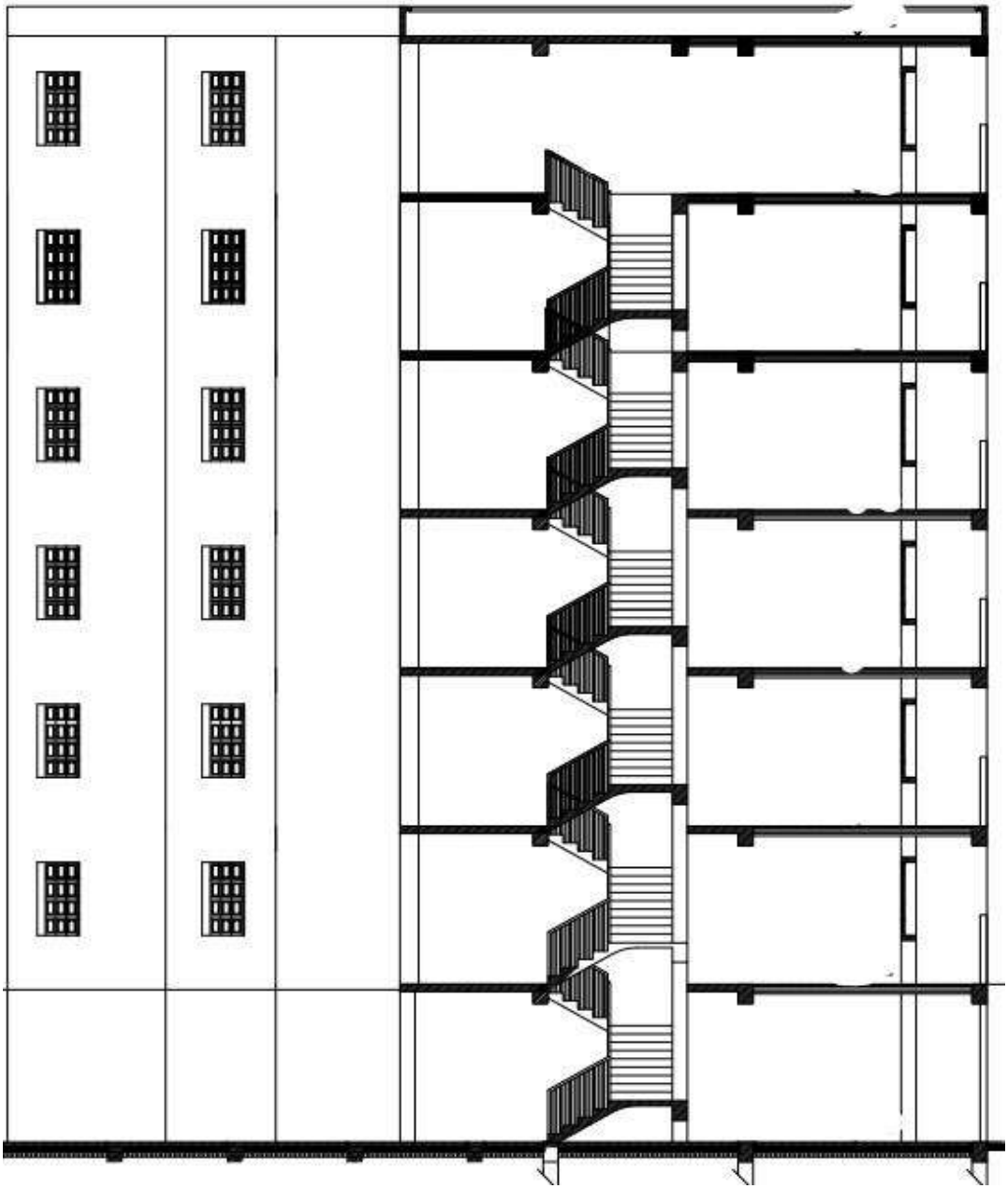
Vue en plan : Plan architecture **(sous-sol)**



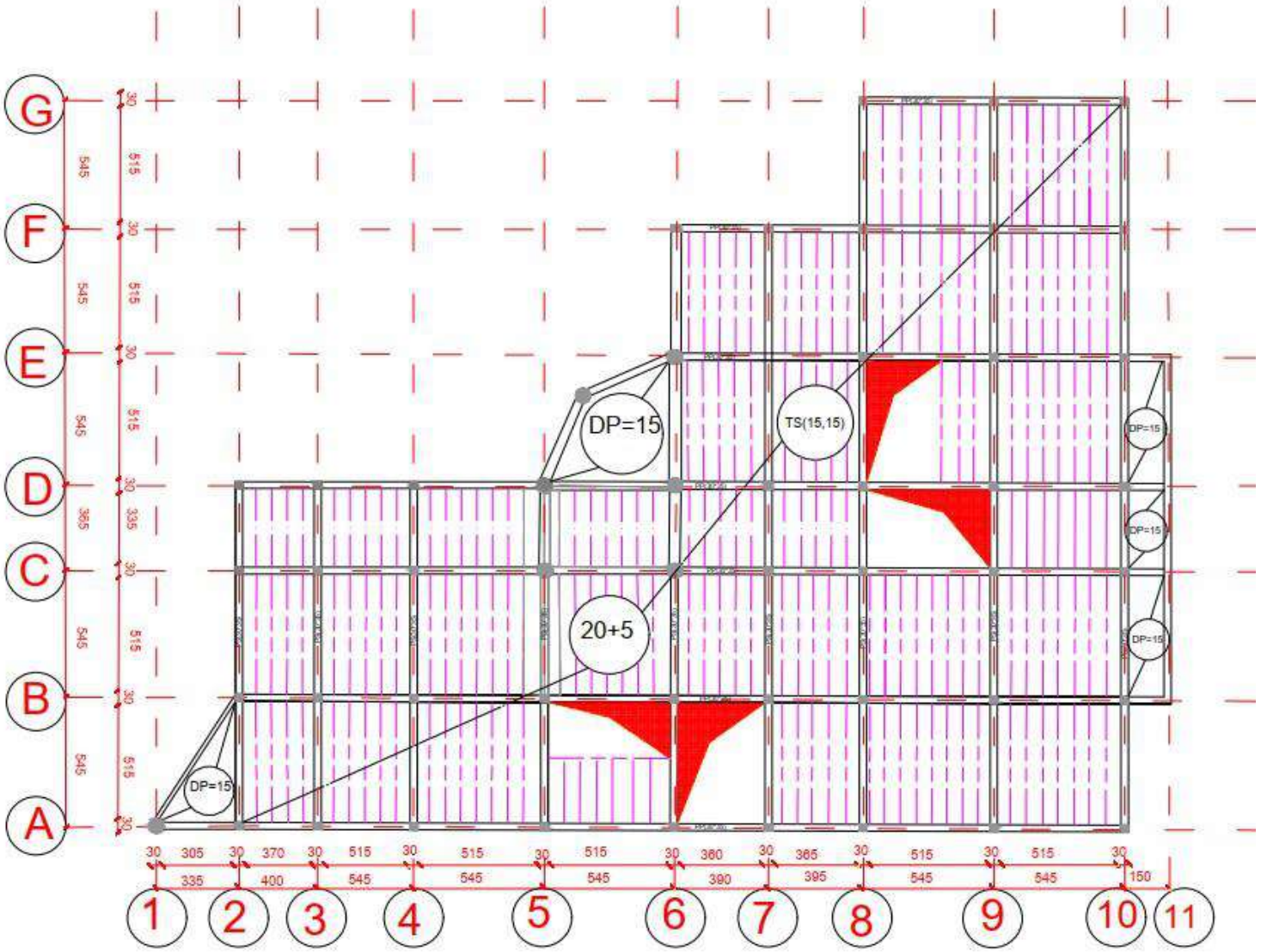
Vue en plan : Plan architecture **(RDC)**



Vue en plan : plan architecture **(étage courant)**



Vue en plan : plan architecture **(coupe A-A)**



plan de coffrage plancher courant.

Introduction Générale

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

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

Le règlement parasismique algérien pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

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

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré Dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les Poutrelles, la table de compression et la dalle pleine).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les Charges sismiques (horizontales). L'étude de notre Projet sera menée par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP2000 V24
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; Poteaux ; voiles), par le programme ROBOT EXPERT.
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages).

Chapitre1

Présentation de l’ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'étude est un calcul d'un bâtiment en béton armé (sous-sol+R.D.C

+05Etages) à usage administratif qui sera implanté à la wilaya TIPAZA (commune ***CHERCHEL***). C'est une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA99 version2003 [1].

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

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- DTR.C.2.2
- Règlement parasismique "RPA99version2003"

La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier, Les plancher sont constitués des dalles en corps creux et dalles plains assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.

I.2. Description de l'ouvrage

L'ouvrage est composé d'un sous-sol et RDC et de (05) étages identiques à usage administratif.

1. **Planchers :**

-Le type de plancher a adopter pour tous les niveaux est:

- Planchers à corps creux.
- Plancher dalle pleine.

-La terrasse est inaccessible sauf uniquement pour les travaux d'entretien.

2. **Escaliers:**

-Les escaliers sont à 2 volées comprenant un palier de repos.

3. **Revêtement** :

✓ <u>Plancher:</u>

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

✓ <u>Murs:</u>

-Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

-Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

4. **Maçonnerie**:

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées:

  -Brique creuse de10cm d'épaisseur.

  -L'âme d'air de10 cm d'épaisseur.

  -Brique creuse de10 cm d'épaisseur.

- ✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

5. **Acrotère** :

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

6. **Infrastructure**:

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

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan du bâtiment

Notre bâtiment présente une irrégularité en plan

- ✓ Sens transversal : L_x =39,05 m.
- ✓ Sens longitudinal : L_y=31,35 m.

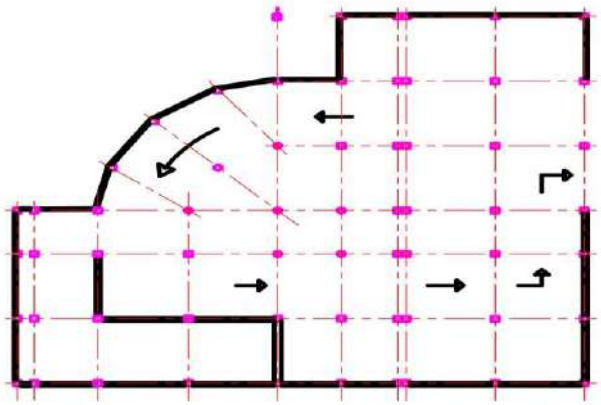


Fig. I.1: Vue en plan architecture.

I.3.2.Dimensions en élévation du bâtiment :

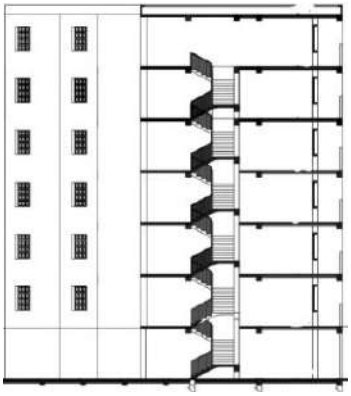


Fig. I.2 : Vue en plans de la coupe.

- Hauteur de sous-sol :3,06 m.
- Hauteur du RDC et Etages courants: 4,08m.
- Hauteur totale du bâtiment : 27,54m et 0.60m de l'acrotère.

I.4. Conception structurelle :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application du RPA99 version 2003.D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton arme, les hauteurs des bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23m en zone I, 5 niveaux ou 17m en zone IIet2 niveaux ou 8m en zone III.

Par conséquent, nous avons opté pour un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voiles.

Pour ce genre contreventement il y'a lieu également de vérifier les conditions suivantes:

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leur s interactions a tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1. Béton :

a) Définition :

Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangeant en proportions convenables et de maniéré homogène du ciment, granulats (gravie, sables) et de l'eau de gâchage selon le type d'ouvrage à réaliser Le béton est un matériau qui résiste mieux à la compression qu'à la traction. C'est donc la compression qui va définir sa résistance, définie comme la contrainte maximale en compression du béton, pour cela on introduit des armatures au niveau des parties tendues pour avoir un béton arme résistant a la compression et à la traction.

b) composition du béton :

⇨ **Ciment :**

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

- Résistance mécanique.

⇨ **Granulat :**

Le béton est constitué de deux types de granulats (d/D).

- Sable de dimension 0/5.
- Gravier de dimension (3/8, 8/15, 15/25).

⇨ **Eau de gâchage *:***

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir de matières organiques qui influent sur la réaction chimique du béton.

c)Préparation du béton :

L'appel au laboratoire est obligatoire afin de prendre des échantillons de chaque matériau disponible sur chantier.

Le laboratoire doit établir un rapport sur la composition du béton et une courbe granulométrique des agrégats existant sur chantier.

⇨ La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :

- 350Kg/m³ de ciment CEM II /42.5
- 400L de sable Dg ≤ 5 mm.
- 800L de gravillon Dg ≤ 25 mm.
- 210L d'eau.

Pourquoi les CEM II /42.5 ?

Le ciment CEM II / 42.5 est destiné aux travaux de bâtiment et de Génie Civil nécessitant de fortes résistances à court terme.

Le ciment portland est composé de :

- 80% à 94% de clinker.
- 6% à 20% de calcaire.
- 0% à 5% de constituants secondaires.

La présence d'une faible quantité de sulfate, de calcium assure la régularité de la prise.

On a choisi les CEM II /42.5 parce que :

✓ Ils conviennent pour les travaux de toute nature en béton armé.

✓ Ils sont bien adoptés pour les travaux massifs exigeant une élévation de température modérée.

d) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

✓ ***La masse volumique*** **:** La masse volumique du béton est comprise entre 2200 et 2400Kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la maitrise de vibration.

✓ ***Le retrait*****:** Le retrait est un phénomène physique présent au sein d toutes les matières poreuses. Le retrait du béton correspond a des variations dimensionnelles mettant en jeu des phénomènes physiques avant, pendant ou après la prise du béton.

- ✓ ***La dilatation*** **:** Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué a 10^{-5}, pour une variation de $\pm 20C$ on obtient : $\Delta L = \pm(2/1000)X$ longueur.
- ✓ ***Le fluage*****:** Est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.
- ✓ ***La résistance*****.**

1-Résistance du béton à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'égale de 28 jours dite valeur caractéristique requise, noté fc28.

La résistance caractéristique du béton à adopter et qui peut être vérifiée dans suivant sinon elle sera comme suit :fc_{28}**=25MPa.**

2-Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj}" est déduite de celle de Compression par l'intermédiaire de la relation :

$$ftj = 0.6 + 0.6\, fc28 \quad \textbf{Pour} \quad fc28 \leq 40MPa$$

$$fc^{28} = 25MPa \rightarrow ft^{28} = 2.1MPa$$

Module de déformation longitudinale du béton *:*

- Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

Ev=11000(fcj)⅓

Ev=3216.2 MPa……C.B.A.93

- Le module de déformation différée est donné par :

.Ei=3700(fc) ⅓

Ei=10721.398 MPa…….C.B.A.93

La valeur du module d'élasticité transversale est donné par **: G=E/(2(1+υ)**

υ : coefficient de poisson.

E : déformation relative transversale au longitudinal.

Selon les règles [BAEL91] les valeurs de ce coefficient : **υ = 0,2**

pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).

$\upsilon = 0.00$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

e) Caractéristique limites du béton :

1-Contrainte ultime du béton en compression *:*

On a : $f_{bu} = 0.85 f_{cj}/\gamma_b$ **;** en pratique on aura :$f_{cj} = f_{c28}$

Avec : f_{bu} **:** contrainte limite ultime de compression.

γ_b: Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; Pour la situation accidentelle

$f_{bu} = 18.47 MPa$.

γ_b=1.50 ; pour la situation durables.

$f_{bu} = 14.2 MPa$.

2) **Contrainte ultime du béton au cisaillement *:***

$\overline{\tau_u}$=**min** $(0.2 f_{cj}/\gamma_b ; 5\ MPa)$ **;** si la fissuration non préjudiciable

$\overline{\tau_u}$=**min** $(0.15 f_{cj}/\gamma_b ; 4\ MPa)$ **;** si la fissuration préjudiciable.

3) **Contrainte de service du béton en compression :**

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$ Pour $\overline{\sigma_{bc}} = 25 MPa$

4) **Diagramme de contrainte de déformation :**

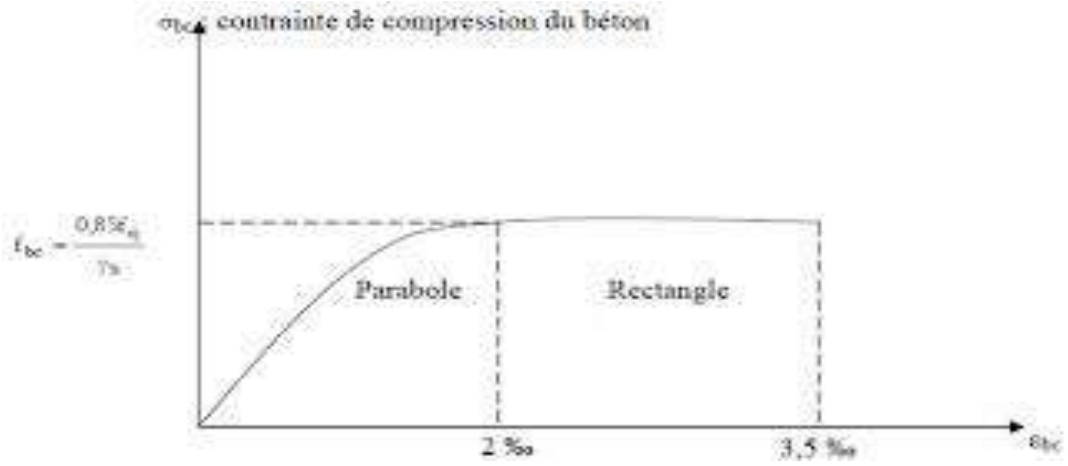


Fig. I.3 : diagramme de contrainte de déformation d'un béton comprimé.

I.5.2. L'acier :

a*) Définition *:

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone c'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés de l'acier. Il existe d'autres alliages à base de fer qui ne sont pas des aciers, comme les fontes et les ferroalliages.

b) **Type d'acier :**

Tab.I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE235	$\phi 6 et \phi 8$
Barre à haute adhérence(HA)	Armatures longitudinales	FeE400	$HA \geq 8$
Treillissoudé	Table de compression	TLE520	$0 \leq \phi \leq 6$

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 Type 1, Fe=400MPa.

c)Contraintes limites :

1. contrainte limite à l'ELU :

$\bar{\sigma}_s = fe/\gamma s$…….. Aciers naturels (résiste à 24000 Kg/cm²)

$\overline{\sigma s} = 101 fe/\gamma s$…… Aciers écrouis (résiste à 2800 Kg/cm²)

Avec s : coefficient de sécurité dépond de type de situation.

$$\begin{cases} \gamma s = 1.15 & en\ situation\ courante \quad \sigma s = 348MPa \\ \gamma s = 1 & en\ situation\ accidentelle \quad \sigma s = 400MPa \end{cases}$$

2.contrainte limite de service *:*

Fissuration peu nuisible de la contrainte …… aucune vérification à effectuer.

Fissuration préjudiciable …… $\overline{\sigma s} = Min(2fe/3\,;110\sqrt{f_{tj}\eta})\ MPa$

Fissuration très préjudiciable ……. $\overline{\sigma s} = Min\left(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{f_{tj}\eta}\right) MPa$

η : Coefficient de sécurité dépond de l'adhérence.

η =1 pour les acier(RL). η =1.6 pour les acier(HA).

3.Diagramme de déformation-contrainte

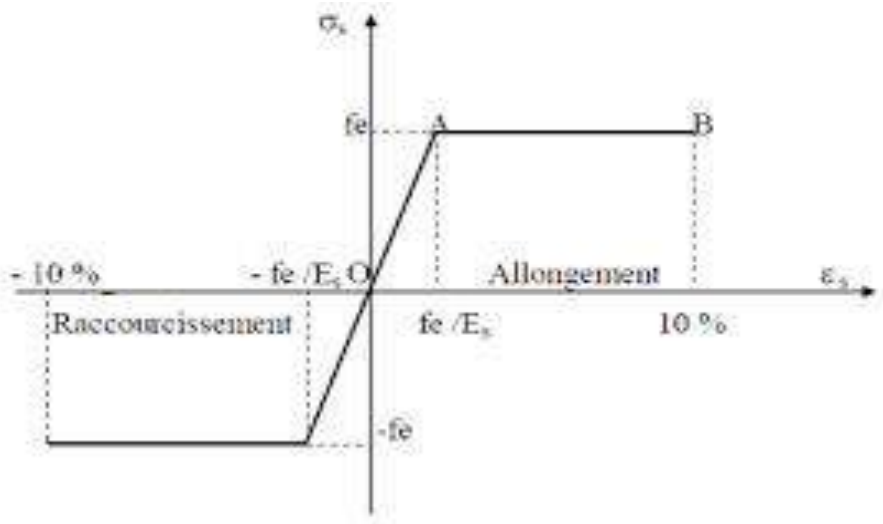


Fig. I.4 : Diagramme de déformation-contrainte.

Conclusion :

L'acier :

TAB.I.2: caractéristique de l'acier

$\rho=7.85\ t/m3$	*La masse volumique de l'acier*	*Source*
La limite élastique de l'acier A Haute adhérence	fe=400 MPA	**[ART A.2.2.1 CBA93]**
Le module d'élasticité Longitudinale de l'acier	Es=200000MPA	**[ART A.2.2.1 CBA93]**

Béton :

TAB.I.3:hypothèses de calcul béton.

Lamasse volumique de Béton	$\rho=2.5t/m3$	**[ART A.3.1.2.1 CBA93]**
La résistance du béton à la compressionà28 jours	fc28=25 MPA	**ARTA.2.1.1.2CBA93]**
La résistance du béton à la Traction	ft28=2.1 MPA	**[ART A.2.1.1.2 CBA93]**
Le module d'élasticité (instantané):	Eij= 32164.195MPA	**[ART A.2.1.2 CBA93]**
Le module d'élasticité (différé):	Eij= 10818.860MPA	
Efficient de Poisson pour le calcul des sollicitations pour le calcul des deformations	υ=0 υ=0.2	**[ARTA.2.1.2CBA93]**
Coefficient de dilatation	θ=1x10-5	**[ART A.3.1.3.3. CBA93]**
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	G= $\frac{E}{2(1+\nu)}$	**[ART A.2.1.3 CBA93]**

Chapitre2:

PREDIMENTIONEMENTS
Des éléments

II. Introduction :

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, pour estimer approximativement les dimensions des éléments résistance de la structure et de déterminer les différentes charges agissantes sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage. Il sera fait selon les règles du C.B.A93 et le RPA99version 2003.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être revus.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

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

II .2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes :

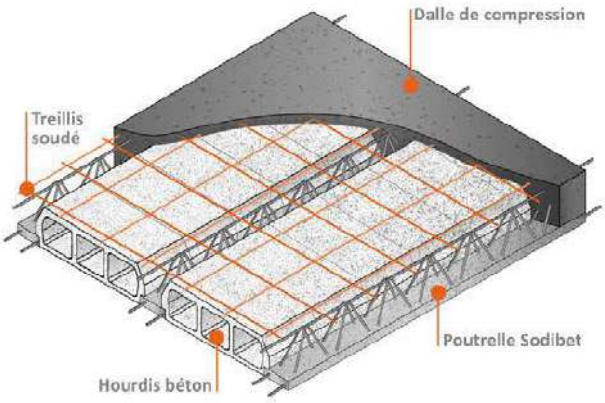


Fig. II.1 : Plancher à corps creux.

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

Avec :

- L : la plus grande portée dans le sens des nervures entre axes. Dans notre cas : L=5.45m.
  - $545/25 \leq ht \leq 545/20 \Rightarrow 21.8\ cm \leq ht \leq 27.25cm.$

Selon le calcul préliminaire nous adoptons un plancher (20+5) cm

$\Rightarrow$ ht =24 cm

Dont : h=20 cm (la dimension de notre poutrelle).

e=4 cm (comme table de compression).

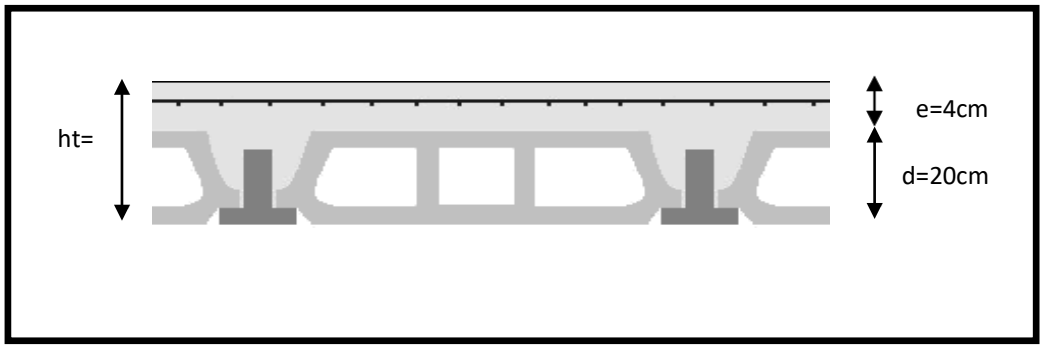


Fig. II.2: dimensionnement de plancher à corps creux

II .2.2. Les dalles pleines :

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

Critère de résistance :

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :……. [1]

  $(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$

- Dalle reposant sur deux appuis :

  $(Lx\ /\ 35) \leq\ ep\ \leq (Lx\ /\ 30)$

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

Sécurité contre l'incendie :

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

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

Condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15 cm.

⇒ Critère de résistance $545/50 \leq e_p \leq 545/40$ $10.90 \leq e_p \leq 13.625$

⇒ La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm

⇒ Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Conclusion :

Pour la dalle plaine on adoptera : **e_p= 15cm**

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1. a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tab.II.1 : charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

II.3.1. b . Murs extérieurs (double-cloison) :

Tab.II.2 : charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

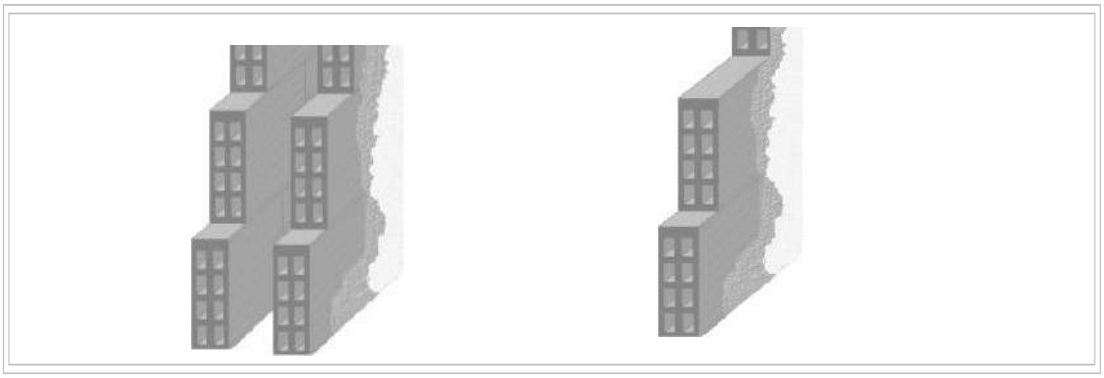


Fig. II.3 : Coupe de mur en maçonnerie

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.1. Plancher corps creux :

II.3.2.1.a. Charges permanentes :

Tab.II.3 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.8
2	Étanchéité	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-		0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Plaque de liège	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-		0.01
8	Planche corps creux	0.20+0.04		2,7
9	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G				**6.96**

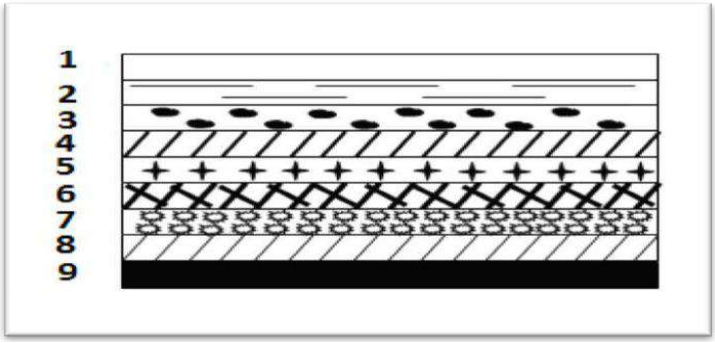


Fig.II.4 : composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. 1. Plancher courant :

Charges permanentes :

Tab. II.4 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Planche corps creux	0.20+0.04		2,7
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
6	mur simple cloison	0.1	-	1.62
G				**6.52**

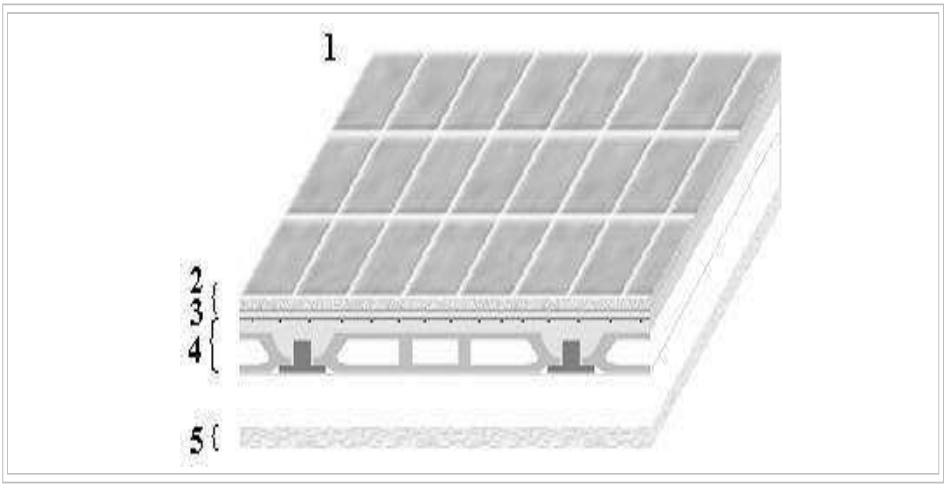


Fig.II. 5: composants d'un plancher courant

Charges d'exploitation :

Usage administratif : Q = 2.50 KN/m^2.

II.3.4. Dalle pleine :

II .3.4.a. Plancher Terrasse :

Tab.II.5 : Charge permanente terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			G	**7.51**

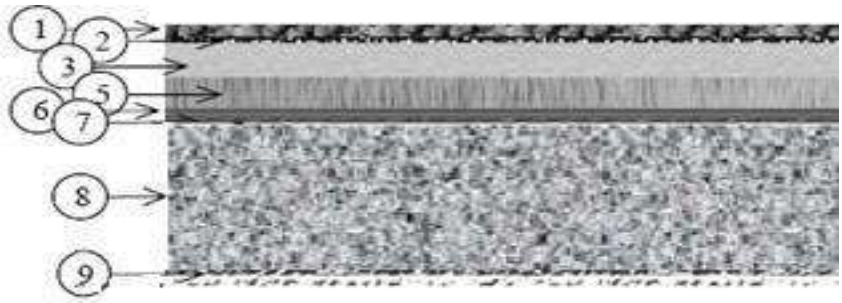


Fig.II.6 : composants de la dalle de terrasse

II .3.4.b. Etage courant :

Tab.II.6 : Charge permanente de la dalle d'étage

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Cloison simple	0.01	-	1.62
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
		G		**7.07**

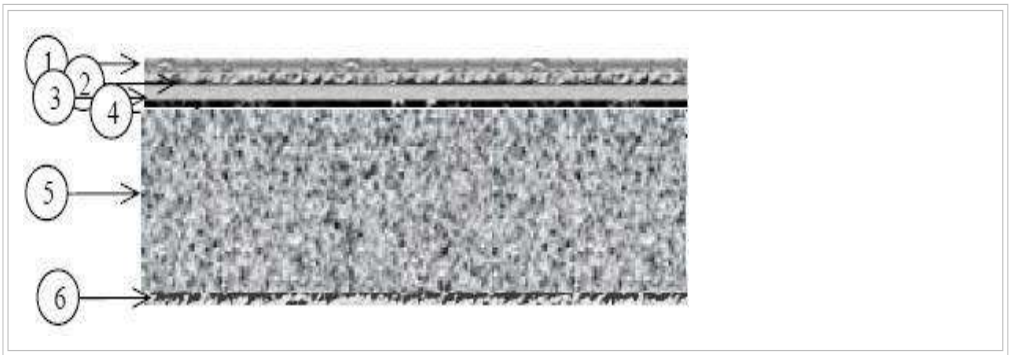


Fig. II.7 : composants de la dalle d'étage

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est detransmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les [Ouvrage en BA],les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99). règles (CBA 93).

II.4.1. Poutres :

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

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

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

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du ***[Art5.7.1 RPA99v2003] :***

$b \geq 20\ cm$ $h \geq 30\ cm$ h/b<4

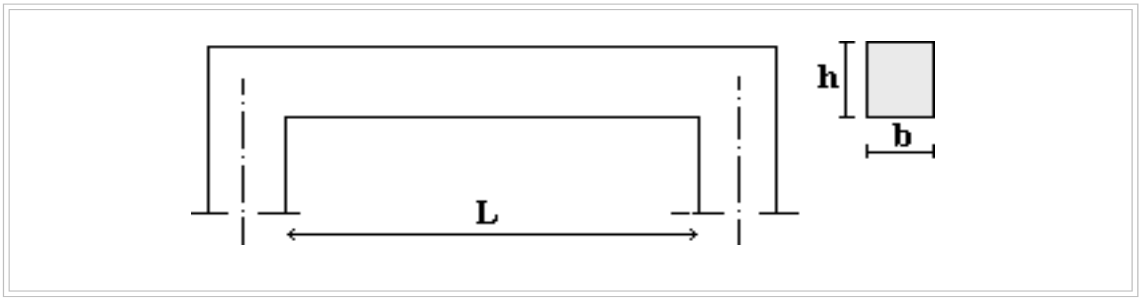


Fig.II.8 : Dimensionnement de la poutre

Avec :

L : la portée de la poutre la plus longue entre nus.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tab.II.7 : prédimensionnement des poutres.

Elément	***Poutre principale***	***Poutre secondaire***	***Poutre palier***
Longueur	*L=5.15m*	*L=5.15m*	*L=2.91m*
Prédimensionnement	$34.33 \leq h \leq 51.5$ *h =35cm* $10.5 \leq b \leq 24.5$ *b =30cm*	$34.33 \leq h \leq 51.5$ *h =35cm* $10.5 \leq b \leq 24.5$ *b =30cm*	$19,4 \leq h \leq 29,1$ *h =30cm* $6.8 \leq b \leq 23.8$ *b=30cm*
Section choisir	*30cm* x*35cm*	*30cm* x *35cm*	*30cm* x *30cm*
Vérification [RPA99v2003]	$h \geq 35$ $b \geq 20$ $35/30=1,16$	$h \geq 35$ $b \geq 20$ $35/30=1,16$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $30/30=1$
Conclusion	***30cm x 35cm***	***30cm x 35cm***	***30cm x 30cm***

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Poteaux carre

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux,en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q).

Choix du poteau le plus sollicité : Le poteau le plus sollicité.

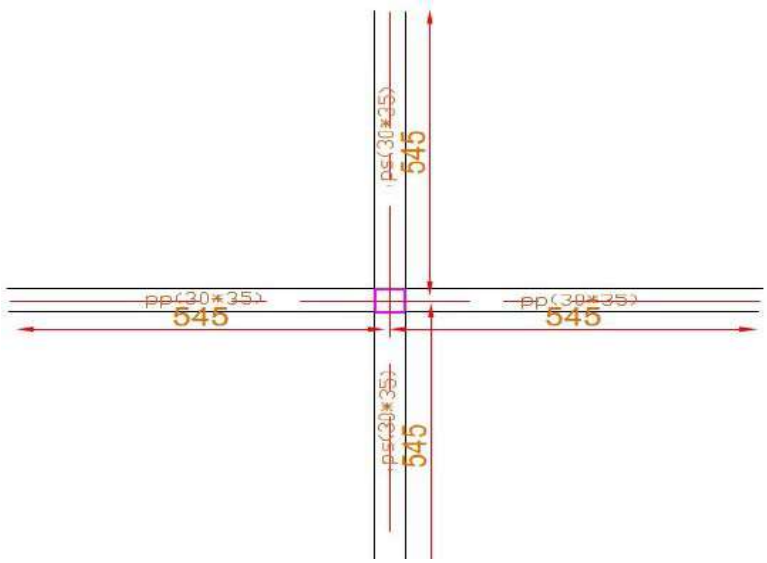


Fig.II.9 : le poteau plus sollicité (**plan autocad**).

Dimensions des poteaux :

Tab.II.8: pré dimensionnement des poteaux carre

Nivaeu d'étage	5^{eme}	4^{eme}	3^{eme}	2^{eme}	1^{er}	RDC	SOUS-SOL
Dimension du poteau	30x30	35x35	35x35	40x40	40x40	45x45	45x45

La surface reprise par le poteau :

ST= [(2,57*2) +0.3] ^2

ST=29.60m².

SP= (2,57*2.57) *4

SP=26.41m².

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
  - Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
  - Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

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

Vérifier :

$$\mathbf{N_{ultime}} \leq \left\{ \frac{Br * fc_{28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{fe}{\gamma_s} \right\} \alpha$$

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

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{50}\right)^2} & pour\ \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right) & pour\ 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}.$$

Avec :

$\lambda = \frac{L_f}{i}$:C'est l'élancement mécanique

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

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{s}}$:C'estlerayonde giration;où:

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $i = \frac{hb^3}{12}$

II.5.2.Calcul de l'effort $\overline{N_U}$:

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte.

Tab.II.9 : calcule $\overline{N_U}$ de Poteaux carre

	Dimension	Br(mm²)	λ	α	As(mm²)	$\overline{N_U}$ (KN)
5^{eme}	30x30	78400	32.97	0.842	90	1481.30
4^{eme}	35x35	108900	28.26	0.8446	122.5	1733.62
3^{eme}	35x35	108900	28.26	0.8446	122.5	1733.62
2^{eme}	40x40	144400	24.73	0.8458	160	2717.06
1^{er}	40x40	144400	24.73	0.8458	160	2717.06
RDC	45x45	184900	21.98	0.8467	202.5	2955.34
Sous-sol	45x45	184900	16.48	0.84815	202.5	2969.40

II.6. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

II.6.1. Détermination des charges permanente :

G plancher t ou c = poids de plancher terrasse x Splancher t ou c.
G (poutres principales ou secondaires) =b x h x L x poids volumique du béton armé.

G (poteau)= b x h x h_ex poids volumique du béton armé.

G (etage)=Gpot+Gpp+Gps

Tab. II.10: Détermination des charges permanentes Poteau carre.

	Gplancher **(KN)**	G pot(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)	Gétage(KN)	Gcum(KN)
5	183.813	4,59	13.49	13.49	201.893	201.893
4	172.193	12.495	13.49	13.49	211.668	413.561
3	172.193	12.495	13.49	13.49	211.668	625.229
2	172.193	16.32	13.49	13.49	215.493	840.722
1	172.193	16.32	13.49	13.49	215.493	1056.215
RDC	172.193	20.655	13.49	13.49	219.828	1276.043
SOUS-SOL	172.193	15.49	13.49	13.49	214.663	1490.706

II.6.2. Détermination des Surcharge d'exploitation :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étagesintervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (04).

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

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

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

Tab. II.11 : Détermination des charges d'exploitations Poteau carre

Etage	**Q plancher (KN)**	**St (m²)**	$\frac{3+n}{2n}$	**Q étage (KN)**	**Q cumulé (KN)**
5eme étage	*1*	*29.60*	*0*	*29.60*	*29.60*
4eme étage	*2.5*	*29.60*	*1*	*74*	*103,6*
3eme étage	*2.5*	*29.60*	*0.95*	*74*	*170.3*
2eme étage	*2.5*	*29.60*	*0.90*	*74*	*229.4*
1er étage	*2.5*	*29.60*	*0.85*	*74*	*281.3*
RDC	*2.5*	*29.60*	*0.80*	*74*	*325.6*
SOUS-SOL	*2.5*	*29.60*	*0.75*	*74*	*362.6*

II.6.3. Détermination de l'effort normal ultime :

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

N ultime=1.35G+1.5Q → Nu= N ultime + 10% N ultime =1.1N

Tab. II.12 : Détermination de l'effort normal ultime$\overline{N_U}$de Poteau carre

	NG	NQ	NU	1.1NU	$\overline{N_{U_{adm}}}$	**1.1Nu≤$\overline{N_U}$**
5*eme*	219,973	18,055	324,04605	356,450655	1481.30	CV
4*eme*	431,641	72,192	691,00335	760,103685	1733.62	CV
3*eme*	643,309	103,815	1024,18965	1126,60862	1733.62	CV
2*eme*	858,802	139,924	1369,2687	1506,19557	2717.06	CV
1er	1074,295	171,52	1707,57825	1878,33608	2717.06	CV
RDC	1294,123	198,603	2044,97055	2249,46761	2955.34	CV
Sous-sol	1508,786	221,171	2368,6176	2605,47936	2969.40	CV

Vérification des conditions de l'RPA99V2003

Vérification des conditions del'RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale

Des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tab. II.13 : vérifications de coffrage des poteaux carre

Dimension	***Min (b_1,h_1) ≥30cm***	***Min (b_1,h_1)≥he/20*** = 20.4	***1/4 <b1/h1< 4***	***Obs***
30x30	*Min (30,30) ≥30cm*	*Min (30,30) ≥20.4cm*	*1/4 < 1 <4*	***Vérifiée***
35x35	*Min (35,35) ≥30cm*	*Min (35,35) ≥20.4cm*	*1/4 < 1 <4*	***Vérifiée***
40x40	*Min (40,40) ≥30cm*	*Min (40,40) ≥20.4cm*	*1/4 < 1 <4*	***Vérifiée***
45x45	*Min (45,45) ≥30cm*	*Min (45,45) ≥20.4cm*	*1/4 < 1 <4*	***Vérifiée***

II.6.4. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

$b_{max} \leq 1.5h1+b1$

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

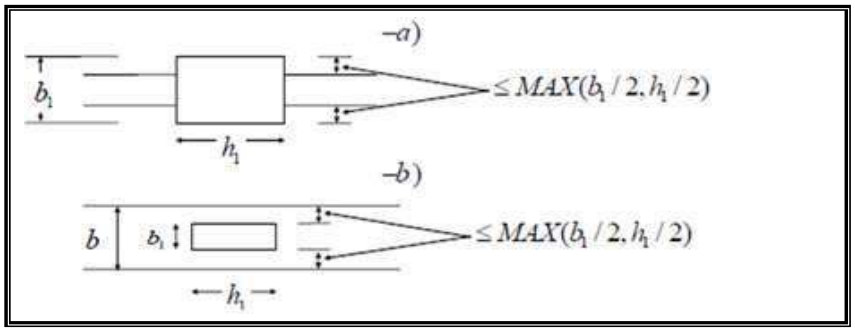


Fig. II.10 : Zones nodales.

Tab. II.14 : Vérification aux zones nodales.

Etage	***B max (cm)***	***h_1 (cm)***	***b_1 (cm)***	***B max≤1,5h1+b1***	***d (cm)***	***Max (b1/2;h1/)***	***D ≤ Max (b1/2;h1/2)***
5eme	***30***	***30***	***30***	***Vérifiée***	***0***	15	***Vérifiée***
4eme, et 3eme	*30*	*35*	*35*	***Vérifiée***	*2.5*	*17.5*	***Vérifiée***
2eme et 1er	*30*	*40*	*40*	***Vérifiée***	*5*	*20*	***Vérifiée***
RDC et Sous-sol	*30*	*45*	*45*	***Vérifiée***	*7.5*	*22.5*	***Vérifiée***

II.7. **Poteau circulaire :**

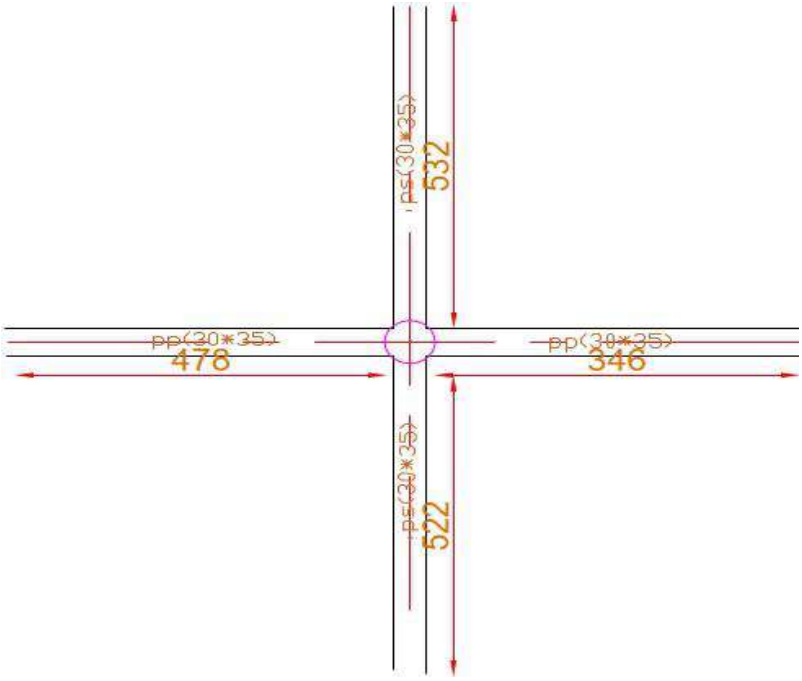


Fig.II.11: le poteau circulaire plus sollicité (**plan autocad**).

II.7.1.Calcul de l'effort $\overline{N_U}$:

Tab.II.15 : calcule $\overline{N_U}$ de Poteau circulaire

	Dimension (cm)	Br (mm²)	λ	α	A (mm²)	$\overline{N_u}$ (kN)
4eme5eme étage	D=45	157552	22.22	0,81	158	**2407,80**
3emeet2eme étage						
le 1er étage						
le RDC						
le sous sol						

La surface reprise par le poteau :

ST=18,055 m². SP= 14,42m².

II.7.2. Détermination des charges permanente :

Tab. II.16 :Détermination des charges permanentes de Poteau circulaire.

	Gplancher**(KN)**	G pot(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)	Gétage(KN)	Gcum(KN)
5	100.36	8.105	13.49	13.49	135.445	135.445
4	94.01	16.21	13.49	13.49	137.2	272.645
3	94.01	16.21	13.49	13.49	137.2	409.845
2	94.01	16.21	13.49	13.49	137.2	547.045
1	94.01	16.21	13.49	13.49	137.2	648.245
RDC	94.01	16.21	13.49	13.49	137.2	821.445
SOUS-SOL	94.01	16.21	13.49	13.49	137.2	958,645

II.7.3.Détermination des Surcharge d'exploitation :

Tab. II.17 : Détermination des charges d'exploitations de Poteau circulaire

Etage	**Q plancher (KN)**	**St (m²)**	$\frac{3+n}{2n}$	**Q étage (KN)**	**Q cumulé (KN)**
5eme étage	*1*	*18,055*	*0*	*18,055*	*18,055*
4eme étage	*2.5*	*18,055*	*1*	*45,137*	*72,192*
3eme étage	*2.5*	*18,055*	*0.95*	*45,137*	*103,815*
2eme étage	*2.5*	*18,055*	*0.90*	*45,137*	*139,924*
1er étage	*2.5*	*18,055*	*0.85*	*45,137*	*171,520*
RDC	*2.5*	*18,055*	*0.80*	*45,137*	*198,603*
SOUS-SOL	*2.5*	*18,055*	*0.75*	*45,137*	*221,171*

II.7.4Détermination de l'effort normal ultime :

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

N ultime=1.35G+1.5Q → Nu= N ultime + 10% N ultime =1.1N

Tab. II.18 : Détermination de l'effort normal ultime$\overline{N_U}$ de Poteau circulaire

	NG	NQ	NU	1.1NU	$\overline{N_{U_{adm}}}$	**1.1Nu≤$\overline{N_U}$**
5*eme*	143,55	18,055	220,875	242,9625	1481.30	CV
4*eme*	280,75	72,192	487,3005	536,03055	1733.62	CV
3*eme*	417,95	103,815	719,955	791,9505	1733.62	CV
2*eme*	555,15	139,924	959,3385	1055,27235	2717.06	CV
1er	692,35	171,52	1191,9525	1311,14775	2717.06	CV
RDC	829,55	198,603	1417,797	1559,5767	2955.34	CV
Sous-sol	966,75	221,171	1636,869	1800,5559	2969.40	CV

II.7.5.Vérification des conditions de l'**RPA99V2003**

Vérification des conditions del'RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

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

Tab. II.19 : vérifications de coffrage des poteaux circulaires

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
D≥ 35 cm	D=45 cm	**Oui**
D≥ he /15	D =50cm≥ (he/20) = (4.08 - 0.40)/20=18.4cm	**Oui**

II.8.Pré dimensionnement des voiles :

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

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

Dans notre cas on a :

- ✓ he= 4.08-0.2=3.88m.
- ✓ a ≥ MAX (15 cm ; he/25; he/22; he/20)

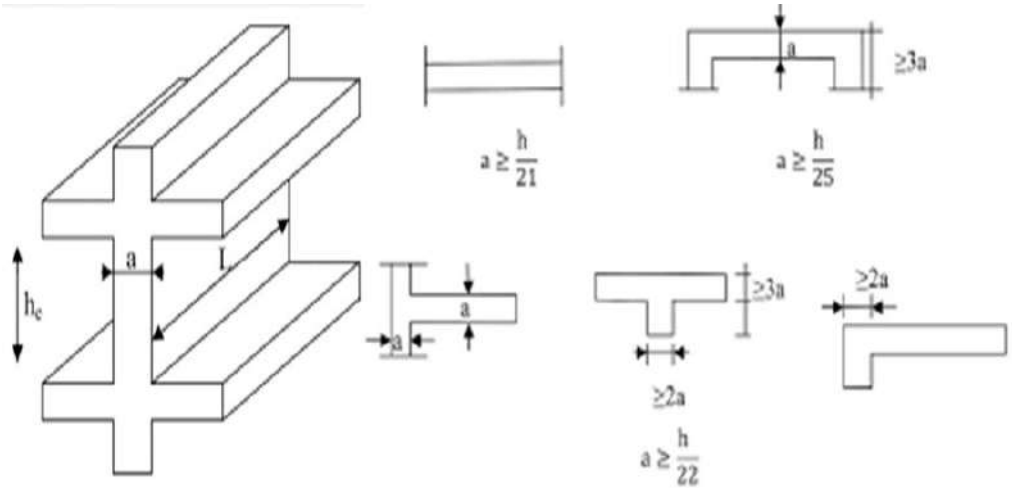


Fig.II.12: Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche)

a ≥ MAX (15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥MAX(15cm ; 15.52cm;20.4 cm)

on adopte : **a =20 cm**

Conclusion

- Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes (due aux charges statiques), et satisfaites aux conditions du RPA99 version 2003.
- Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils sont susceptibles d'être changés après avoir effectué le calcul dynamique et après vérification des flèches des éléments porteurs.

Chapitre 03

Calcul des éléments secondaires

III.L'ACROTERE:

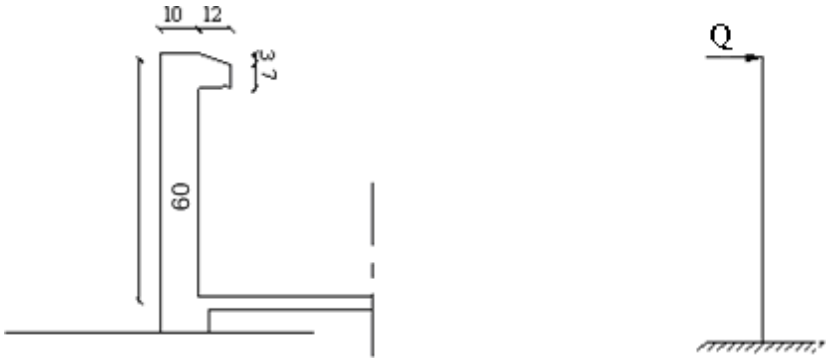
L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, elle est soumise à son poids propre et une surcharge d'exploitation de 1 KN/m due à la main courante. Le calcul de l'acrotère se fait sur une bande d'un mètre de longueur.

III.1. Evaluation des charges permanentes et d'exploitations

- **Poids propre :** 0.1 x 0.6 x 25 = 1.50 KN/ml.
- **Revêtement** : 2(0.015x0.6x18) = 0.324 KN/ml.

G = 1.82KN/ml

***Main courante* :** **Q = 1KN/m**



a) Schéma de l'acrotère **b)** Schéma statique de l'acrotère

Fig. III.1: L'acrotère

III.2. Calcul des efforts :

A/ l'E.L.U :

- Effort normal : Nu = 1.35 x 1.82 = 2.46 KN
- Moment d'encastrement : Mu = 1.5xQxh =0.90 KN.m
- Effort tranchant : Tu = 1.5xQ = 1.5 KN.

B/ l'E.L.S :

- Effort normal : Ns = G = 1.82 KN.
- Moment d'encastrement : Ms = Q x h = 0,60 KN.m
- Effort tranchant : T_s= Q = 1KN.m

III.3. Calcul du ferraillage l'acrotère :

Le calcul du ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Tab.III.1: Calcul du ferraillage l'acrotère

ELU	**ELS**
Calcul de l'excentricité : $\mathbf{e_0} = \frac{M_U}{N_U}$ **Calcul du moment de flexion :** $\mathbf{M_1 = N \times e}$ $\mathbf{e = e_0 + (h/2 - C)}$ **Calcul des armatures verticales** $\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma bc}$; $A_1 = \frac{M_F}{\beta d \sigma s}$; $A = A_1 - \frac{100}{100\sigma s}$ **Condition de non fragilité :** $A_{MIN} = \frac{B}{1000}$ **Armatures de répartition** $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2}$ **Espacement :** **S_{min} =min [3h; 33 cm] / S_{rep} =min [4h; 45 cm]**	**Calcul de l'excentricité :** $\mathbf{e_0} = \frac{M_{SER}}{N_{SER}}$ **Vérifier l'inégalité ci-contre** : Bo = b x h+ 15 (A_1 + A_2) $\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{12} + 15\,(A1\ c1\ +\ A2d)\right]$ υ2 = h - υ1 $I_G = \frac{b}{3}(\upsilon 1^3 + \upsilon 2^3) + 15A1\,(\upsilon\ 1 - c1)^2 + A2\,(\upsilon 2\text{-}c2)^2]$ $M'_G = N_{ser}.CG'$ CG'= CG+GG'=CG +(υ1–(h/2))= e0–(h/2-c)+(υ1 – (h/2)) $CG' = \frac{M`_G}{N_{SER}}$; $\sigma_b = k.y_1$; $K = \frac{N_{SER}}{S_{G`}}$ $p = -3C^2 - 90\frac{A}{B}(C\text{-}c') + 90\frac{A}{B}(d\text{-}C)$ $q = -2C^3 - 90\frac{A}{B}(C\text{-}c') - 90\frac{A}{B}(d\text{-}C)$ C = h/2 – e

Tab.III.2: ferraillage de l'acrotère

ELU		**Vérification à l'ELS**	
Données : f_{c28}= 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; f_e = 400 MPa; σ_b= 14,2 MPa ; σ_s= 348MPa.b = 100 cm, h = 10cm, d = 7,5cm et c = c' = 2.5 cm		**Données** : N_{ser} =1.82 KN ; M_{ser} = 0.6$KN.m$	
e_0	36.58cm	e_0	32.97cm
e_0>h/2-c	**oui**	e_0>h/2-c	**Oui**
e	0,38 m	B_0	1034.65 cm²
M_1	0,93 $KN.m$	V_1	5,084 cm
μ	0,12	V_2	4,916 cm
μ_l	0,392	I_G	8542.60 cm²
$\mu < \mu_l$	**oui**	e_0>$I/ B_0 V_2$	**Oui**
β	0,994	p	-2259.98 cm²
$\acute{A}$	0	q	40784.74 cm²
A_1	0,37 cm²	c	- 31.36 cm
A	0.3 cm²	$y_2^3 + p.y_2 + q = 0$	
A_{min}	1cm²	y_2	32,51cm
$A > A_{min}$	Non $\Longrightarrow$ A=A_{min}	y_1	1.15 cm
Le choix	4 HA 8 = 2.01 cm².	S_{xx}	45.75 cm^3
A_r	4 HA 8 = 2.01 cm²	K	39.78 x 10^{-3}N/mm^3
S_t	20 cm	σ_b	0.85 MPa
$S_t < S_{min}$	**oui**	σ_s	31.92 MPa
S_{tr}	15 cm	σ_b <$\bar{\sigma}_b$	**Oui**
$S_{tr} < S_{min}$	**oui**	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	**Oui**
Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.			

III.4. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T=V_u-\frac{MU}{0.9d}=1.5-\frac{0.9}{0.9*0.075}\Longrightarrow \boldsymbol{T = -11.83 < 0}$$

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

Tab.III.3 : Vérification de l'effort tranchant

$\boldsymbol{\tau_u}$ *(MPa)*	0.02	Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales nesont pas nécessaires.
$\bar{\boldsymbol{\tau}}$ (MPa)	2.5	
$\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}}$	***oui***	

III.5. Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action de force, selonla formule suivante : $\boldsymbol{F_p = 4.A.C_p.W_p}$. (Art.6.2.3)

Avec :

A: coefficient d'accélération;

A = 0.25 *[Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone III)]*

$\boldsymbol{C_p}$: facteur de force horizontal;

$\boldsymbol{C_p = 0.8}$ *(R.P.A 99 page 43 tab 6.1)*

$\boldsymbol{W_p}$: Poids propre de l'élément

$\boldsymbol{W_p}$: **= 1.82 KN.**

D'où alors : $\boldsymbol{F_p}$ **= 1.46 KN < Q = 1.5KN……CV**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

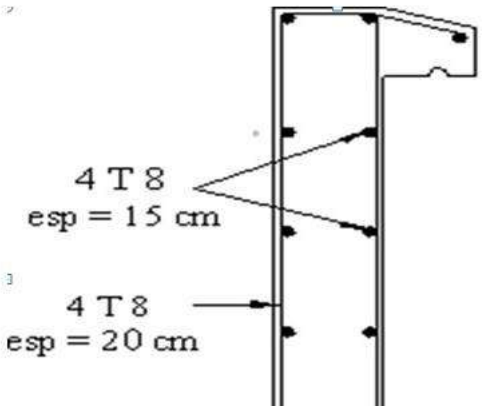


Fig. III.2: ferraillage de l'acrotère

III. Les escaliers :

III.1. Introduction :

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

III.2. Escalier à deux volées RDC et étage couront :

III.2. 1.Pré dimensionnement :

Les caractéristiques d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 2.04m
- Largeur de la marche : g = 30cm
- Hauteur de là contre marche : h = 17cm

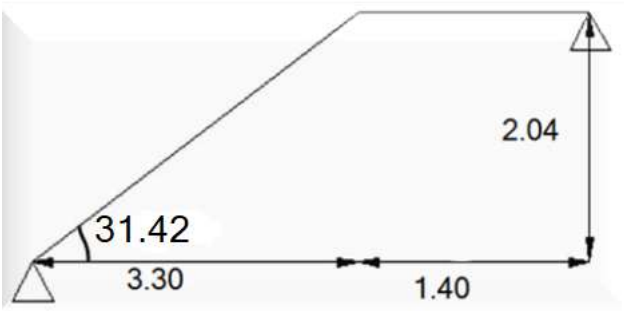


Fig. III.3: Schéma d'escalier.

III.2. 2.Vérification de la formule de BLONDEL :

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (CV)

Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

Tg α = H / L =2.04/3.30= 0.637

Donc : α =31.42°

$L_0 = \sqrt{2.04^2 + 3.30^2} = 3.86\text{m}$

l =1.4+3.86 =5.26m

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

$\frac{L_T}{30} \leq e \leq \frac{L_T}{20}$ donc 0.17≤e≤0.26 On adopte: e = 18cm

Tab.III.4: Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	**Carrelage**	**0,02**	**20**	0,40
2	**Mortier de pose**	**0,02**	**20**	0,40
3	**Poids propre de Paillasse**	**0,18/cosα**	**25**	5,27
4	**Poids propre des marches**	**0,17/2**	**25**	2,13
5	**Enduits en ciment**	**0,02**	**18**	0,36
G				**8,56**

Tab.III.5: Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m²)
1	**Revêtement en carrelage**	0.02	20	0.40
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.40
3	**Dalle pleine**	0.18	25	4,50
4	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
G				5.66

Selon le DTR charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage administratif, on aura : Q =2,5kN/m² (pour le palier et la paillasse).

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

III.2.3. **Détermination des efforts :**

A L'E.L.s :

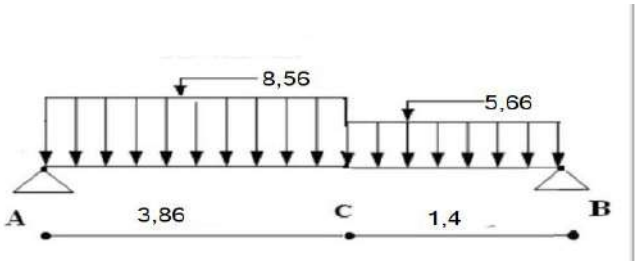


Fig. III.4: Schéma statique de l'escalier.

Tab.III.6 : Sollicitations obtenues à l'ELs appliquées à l'escalier.

	G (kN/m²)	Q (kN/m)	P_u (kN/m²)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0 (kN.m)	0,50.M_0 (kN.m)
Palier	5,66	2,5	11,39	R_A=20,96	25,66	21,81	12,83
Paillasse	8,56	2,5	15,30	R_B=20			

A L'E.L.u :

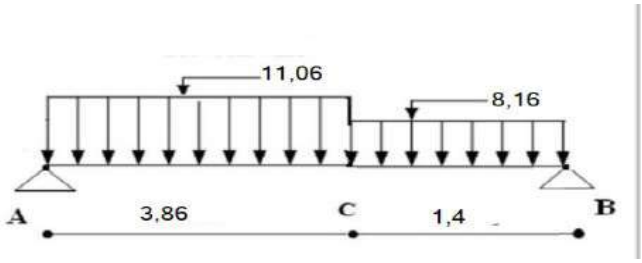


Fig. III.5: Schéma statique de l'escalier.

Tab.III.7 : Sollicitations obtenues à l'Elu appliquées à l'escalier.

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_{ser} (kN/m²)	Réactions (kN)	M_0 (kN.m)	Travée	Appuis
						0,85.M_0 (kN.m)	0,50.M_0 (kN.m)
Palier	5,66	2,5	8,16	R_A=28,55	36,84	31,31	18,42
Paillasse	8,56	2,5	11,06	R_B=25,56			

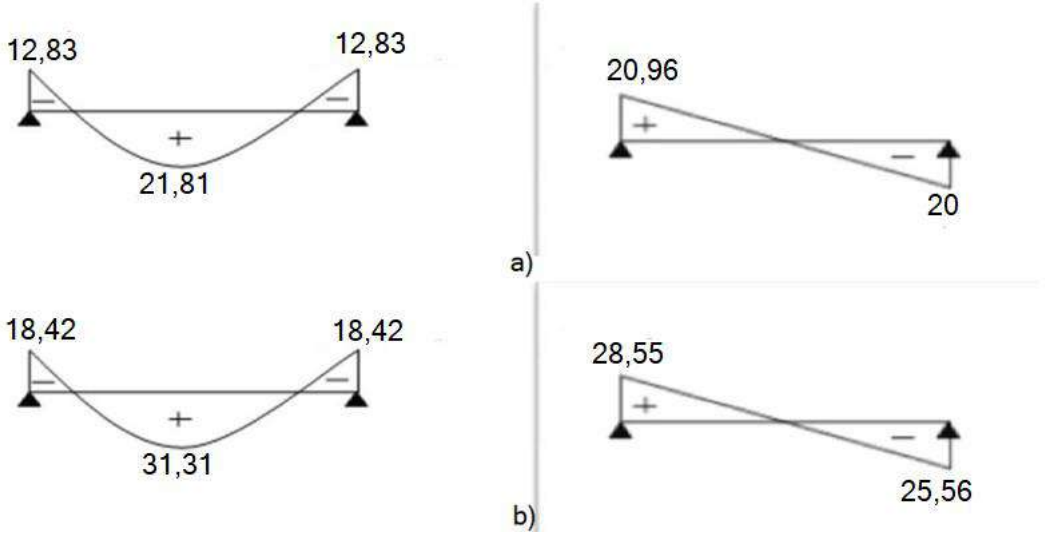


Fig. III.6: Diagrammes des efforts interne a) à l'E.L.U et b) à l'E.L.S

III.2.4. Ferraillage des escaliers à l'ELU

Les résultats du ferraillage en flexion simple d'une bande de 1,0 m sont résumés surle tableau III. 8. Cependant, les vérifications nécessaires selon le CBA sont données par la suite.

Tab.III.8 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{rép}=\frac{A}{4}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
En travée	21,81	3,92	0,00	2,34	5HA10=3,92	0,98	5 HA8=2,31
Aux appuis	12,83	2,34	0,00		5HA10=3,92	0,98	5 HA8=2,31

La vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du CBA93 est vérifiée.

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$ **(CBA93 A.5.2.2)**

$\tau_u = V_u/b_0 d =$ ^3/100*160 **=1,78** MPa

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

$\tau_u = 1{,}78\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$

L'espacement des armatures longitudinales :

En travée: $s_t = \frac{100}{4}$ **=25cm** On prend s_t**=25cm**

$$St = 25\text{cm} < S_{Min} = \text{Min}\left[3h = 51\text{cm}; 33\text{cm}\right] = 33\,\text{cm} \quad (\text{CV})$$

Aux appuis: $s_t = \frac{100}{4}$ **=25cm** On prend s_t**=25cm**

$$S_t = 20\text{cm} < S_{Min} = \text{Min}\left[4h = 68\text{cm}; 45\text{cm}\right] = 45\,\text{cm} \quad (\text{CV})$$

III.2.6. Vérification à l'E.L.S :

On doit vérifier: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

avec : $\sigma_b = \frac{M_{sev}}{I_G} \times y$ $\bar{\sigma}_b = 0.06 f_{c28} = 15\text{MPA}$

y: la distance entre le centre de gravité et la fibre la plus comprimée.

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

$I = \frac{1}{3} b.y^3 + 15A'(y-c)^2 + 15A(d-y)^2$

Tab.III.9 : vérification de la contrainte.

	M_{ser} (n.m)	A (cm^2)	I (cm^4)	k	y	σ_b (MPa)	OBS
Travée	31,31	8.90	19200.58	0.177	5.39	9.30	C.V
Appuis	18,42	3,67	12444.766	0.162	4.8	6.66	C.V

III.2.7. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$= 0.07>0.063 c.v

$\frac{A}{b_0 d}$=ρ $\leq \frac{4.2}{f_e}$=0.042<0.057 c.v

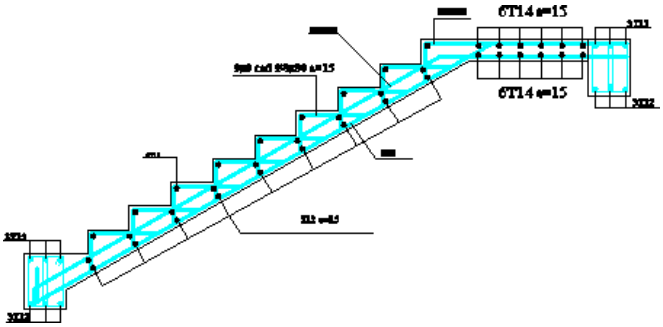


Fig. III.7: Ferraillage de l'escalier.

III.3. Etude de la poutre palier

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de pré dimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

Pré-dimensionnement

Le pré dimensionnement de la poutre palière et les vérifications nécessaires .

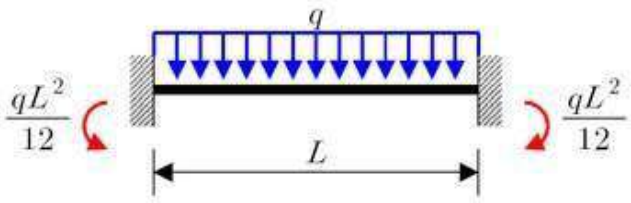


Fig. III.8: Schéma statique équivalent de la poutre palière

Tab.III.10. Pré dimensionnement de la poutre palière.

Elément	***Poutre palier***
Longueur	$L=2.91m$
Pré-dimensionnement	$19.4 \leq h \leq 29.1$ $h = 30cm$ $9 \leq b \leq 27$ $b = 30cm$
Section choisir	$30cm$ x $30cm$
Vérification [RPA99v2003]	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $30/30=1$
Conclusion	***30cm x 30cm***

III.3.1. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : G_{poutre}= 0,30×0,30×25 = 2,25kN/m

**$G_{POIDSDUMUR}$ = 1.62x (3.24-0.30) /2=3,06 KN/m

G_{tot} =2.25KN

Charge due aux réactions : R_u = 17,50 KN R_{ser} = 13,46kN

$P_U = 1.35x\ G_{tot} + (R_U/3.10)$ = 12,78KN/m

$P_s = G_{tot} + (R_s/3.10)$ =9,40KN/m

III.3.2. Calcul des efforts internes

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

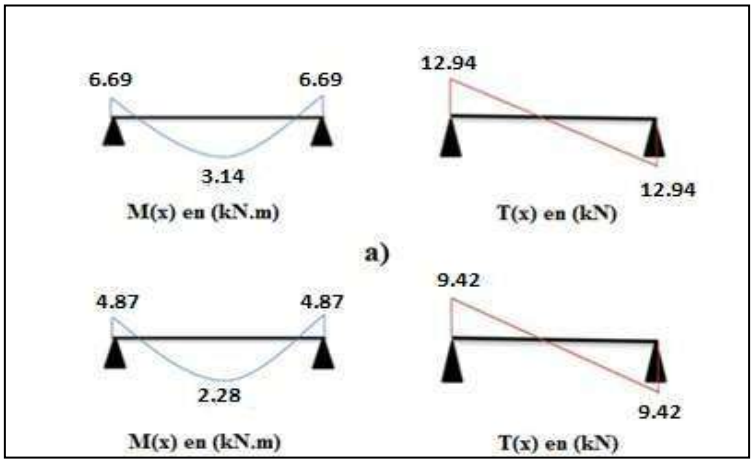


Fig. III.9: Efforts internes dans la poutre palière a)à l'ELU et b) à l'ELS

III.3.3. Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. Une démonstration de calcul du ferraillage en détail avec toutes les vérifications nécessaires à l'ELU et à l'ELS d'une poutre porteuse selon les règlements Par contre, on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

Tab.III.11 : Ferraillage de la poutre palière

	Mu (kN.M)	**A (cm^2)**	**A' (cm^2)**	**Atenduemin (cm^2) CBA**	**Aadoptée (cm^2)**	**Atotalemin (cm^2) RPA**	**Obs**
En travée	5,77	0.29	0,00	0,98	3HA12=3,39	3,75	CV
En appuis	7.78,39	00.40	000,00	0,98	3HA12=3,39	3,75	CV

Tab.III.12 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Section (cm^2)	**Position**	**M_{ser} (kN.m)**	**A (cm^2)**	**A' (cm^2)**	**σ_b(MPa)**	**σ_s(MPa)**	**Obs**
30×30	Travée	2.28	3.39	0	0.61	23.5	CV
30×30	Appui	4 .87	3,39	0	1.29	50.3	CV

Tab.III.13. Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière

Section (cm^2)	**T_u (kN)**	**τ_u (MPa)**	**$\tau_{u\ adm}$ (MPa)**	**$\tau_u < \tau_u$ adm**
30×30	12.94	0,134	3,3	CV

La section d'armature transversale (At) de la poutre palière, ainsi que leurs espacements (St), sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.III.14. La section d'armature transversale de la poutre palièr.

sectioncm²	**τ_u MPa**	**CBA 93 (cm)**		**RPA 99 (cm)**		**St adoptee**		**At(cm2)**	
		St1	St2	St1	St2	ZN	ZC	Achoisie	Amin
30x30	0.134	22,47	25,7	26,5	15,06	7,50	15,0	10	15

Tab.III.15 : Vérification de la flèche de la poutre palière

M(kN.m)	A(cm2)	y (cm)	ρ(%)	ß1	M
2.28	3.39	18.16	0.0035	0.87	0.50
L(m)	fi (mm)	fv (mm)	Δf (mm)	fadm(mm)	Δf < fadm
3,10	0.10	0.0317	0.073	6.2	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. On garde alors les dimensions choisies initialement en pré dimensionnement : bxh=30x30 cm².

III.4. Plancher à corps creux

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

Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.

- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton armé de 4 cm d'épaisseur.

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.4.1. La dalle de compression

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

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

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

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

$$A_t \geq 0{,}02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{si : } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

Avec :

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

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

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

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

$$\text{On a : } L = 65\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0{,}02\ L\frac{200}{f_e}=\frac{4L}{f_e}=\frac{260}{520}=0.5\ cm^2/\text{ml}$$

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

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

On choisira : $A_{t1} = 7\ \emptyset\ 5 = 1{,}38\ \text{cm}^2$ avec un éspacement de 15cm.

$A_{t2} = 7\ \emptyset\ 5 = 1{,}38\ \text{cm}^2$ avec un éspacement de 15cm.

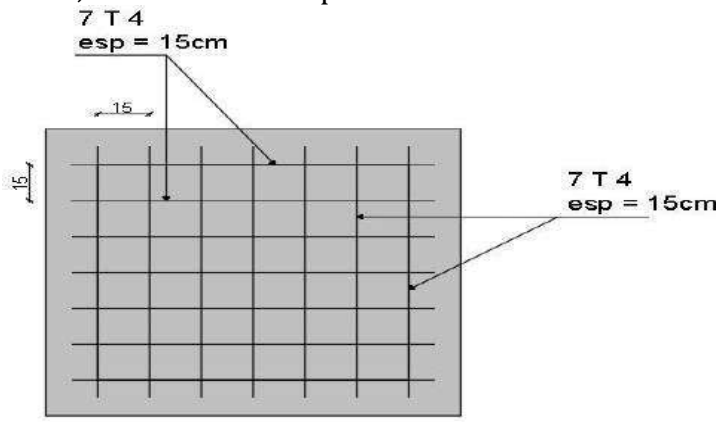


Fig. III.10 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.5. Les poutrelles :

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

Dimensionnement des poutrelles :

$B_0=L-L_0=65-53=12cm$

B_0: Largeur de la poutrelle.

L et L_0sontles dimensions du corps creu.

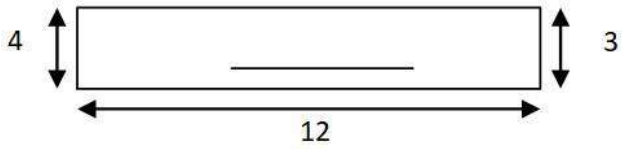


Fig. III.11: Dimensionnement de la poutrelle.

III.5.1. Calcul des poutrelles avant coulage du béton :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de1kN ou(0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

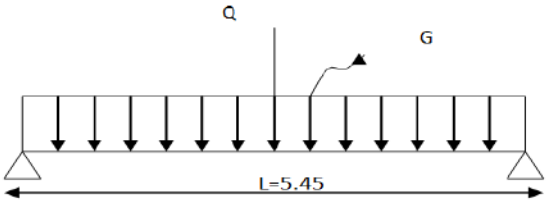


Fig. III.12: Poutrelle avant coulage

Tab.III.16 Les charges de la poutrelle avant collage

La travée L(m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
5.45	2.1	Poids de poutrelle	Poids du corps creux
		0.12*0.04*25 =0.12	0.65*1 =0.65
		0.77	

III.5.2. Calcul des moments :

Mu=1.35MG+1.5MQ

MG =GL² /8=0.77x (5.45)² /8=2.85KN.m

MQ=Q·L²/8=2.1 x $(5.45)^2$/8=7.79KN.m

Donc :

Mu=1.35(2.85)+1.5(7.79)

Mu =15. 532KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\delta_b * b * d^2} = \frac{15.532 * 10^6}{14.16 * 120 * (30)^2} = 10.127 > \mu_l = 0.392,$$

Donc: $A_s \neq 0$

III.5.3. Vérification de la flèche :

G=poids du plancher (20+5) =3.20*0.65=2.08 kN/ml

- Q=1*0.65=0.65kN/ml
- $f = \frac{2.05(1.35G+1.5Q)l^4}{384*E*I}$
- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ Pour L>5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ Pour L<5m

Tab.III.17: On place 1 étaiements à une distance L=5.45 m pour les poutrelles

Nombr des étaiememnt	**L(m)**	**Q(KN)**	**G(KN.m)**	**E(Mpa)**	**I(m)**	**f(m)**	**$\bar{f}$(m)**	**vérification**
1	5.45	0.65	2.08	32164.2	34x 10^{-2}	0.159x 10^{-4}	1.045	**CV**
2	5.45	0.65	2.08	32164.2	34x 10^{-2}	0.159x 10^{-4}	1.045	**CV**

III.5.4. Après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

Tab.III.18 : Donne les charges, surcharges et efforts aux ELU et ELS.

	G kN/m^2	Q kN/m^2	P_u kN/m	P_{ser} kN/m
Plancher terrasse	6,96*0,65=4.42	1*0,65 = 0,65	7,07	5 ,17
Plancher courant	6,52*0,65 =4.13	2.5*0,65=0.98	7,19	5 ,21

Notre structure comporte (04) types de poutrelles:

- Poutrelle à 7travées.
- Poutrelle à 4travées.
- Poutrelleà3 travées.
- Poutrelleà2 travées.

III.5.5. Méthodes de calcul :

III.5.5. a. La Méthodes CAQUOT :

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

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges

permanentes ou bien 5k N/m².

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

- La fissuration est peu nuisible.

$0.8 \leq 0.6 \leq 1.25$ **CNV**

Tab.III.19 : Méthodes de calcul

Moment isostatique Mo	$M0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée Mt	$M = M0 - \frac{M_w + M_e}{l}$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	M_A=0,2M_0
	Appuis intermédiaires	$M_b = \frac{q_w * (l_w)^3 + q_e * (l_e)^3}{8.5(l_w + l_e)}$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l'
	Travée intermédiaire	0.8l
Effort tranchant T	Tw	$T = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$
	Te	$T = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$

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 considérée.
- L'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- L'e : longueurs de travées fictives à droite.:
- L : représente la portée de la travée liber.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.5.6. Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

- **1er Type : Poutrelles à 7 travées :**

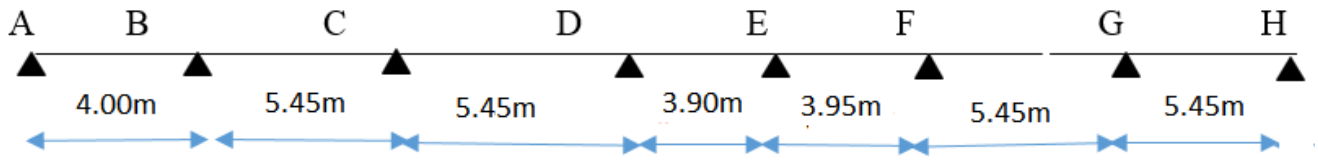


Fig. III.13: Poutrelles à 7 travées

Plancher terrasse :

ELU :

Pu=7.07

Tab.III.20: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à terrasse àELU

travées	PU	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	T_w
AB	7.07	4.00	4.00	14.14	2.828	14.61	5.421	-17.085	11.194
BC	7.07	5.45	4.36	26.24	14.61	15.81	11.03	-19.48	19.039
CD	7.07	5.45	4.36	26.24	15.81	12.59	12.04	-18.67	19.85
DE	7.07	3.90	3.12	13.44	12.59	8.20	3.045	-12.655	14.905
EF	7.07	3.95	3.16	13.78	8.20	12.65	3.355	-15.086	12.834
FG	7.07	5.45	4.36	26.24	12.62	20.75	9.555	-20.75	17.76
GH	7.07	5.45	5.45	26.24	20.75	5.248	13.241	-16.416	22.104

ELS :

P_{ser}=5.17

Tab.III.21: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à terrasse à l'ELS

travées	PU	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	T_w
AB	5.17	4.00	4.00	10.34	2.068	10.68	3.966	-12.493	8.187
BC	5.17	5.45	4.36	19.19	10.68	11.56	8.07	-14.241	13.919
CD	5.17	5.45	4.36	19.19	11.56	9.20	8.81	-13.647	14.513
DE	5.17	3.90	3.12	9.82	9.20	5.997	2.221	-9.259	10.901
EF	5.17	3.95	3.16	10.08	5.997	9.255	2.469	-11.027	9.393
FG	5.17	5.45	4.36	19.19	9.255	15.17	6.977	-15.17	12.99
GH	5.17	5.45	5.45	19.19	15.17	3.838	9.686	-12.001	16.159

Etage courant :

ELU :

P_u=7.19

Tab.III.22: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELU

travées	PU	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	T_w
AB	7.19	4.00	4.00	14.38	2.876	14.86	5.512	-17.376	11.384
BC	7.19	5.45	4.36	26.69	14.86	16.079	11.22	-19.813	19.36
CD	7.19	5.45	4.36	26.69	16.079	12.80	12.25	-18.988	20.191
DE	7.19	3.90	3.12	13.66	12.80	8.34	3.09	-12.87	15.163
EF	7.19	3.95	3.16	14.022	8.34	12.87	3.417	-15.346	13.054
FG	7.19	5.45	4.36	26.69	12.87	21.104	9.701	-21.100	18.079
GH	7.19	5.45	5.45	26.69	21.104	5.338	13.469	-16.697	22.482

ELS :

P_{ser}=5.21

Tab.III.23: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELS

travées	PU	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	T_w
AB	5.21	4.00	4.00	10.42	2.084	10.78	4.006	-12.594	8.246
BC	5.21	5.45	4.36	19.343	10.78	11.65	8.128	-14.356	14.037
CD	5.21	5.45	4.36	19.343	11.65	9.82	8.608	-13.861	14.532
DE	5.21	3.90	3.12	9.905	9.82	6.044	1.973	-9.191	11.127
EF	5.21	3.95	3.16	10.161	6.044	9.327	7.086	-11.11	9.448
FG	5.21	5.45	4.36	19.343	9.327	15.29	7.034	-15.291	13.103
GH	5.21	5.45	5.45	19.343	15.29	3.868	9.764	-12.112	16.28

2eme Type : Poutrelles à 4 travées :

Plancher terrasse :

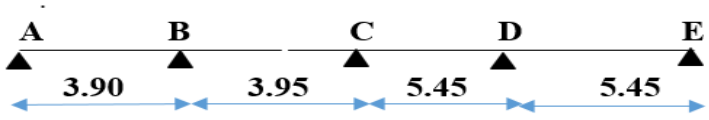


Fig. III.14: Poutrelle à 4 travées

ELU :

P_u=7.07

Tab.III.24: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELS

travées	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	T_w
AB	3.90	3.90	13.44	2.688	10.706	6.743	-15.835	11.724
BC	3.95	3.16	13.78	10.706	12.657	2.098	-14.453	13.467
CD	5.45	4.36	26.24	12.657	20.75	9.536	-20.744	17.775
DE	5.45	5.45	26.24	20.75	5.248	13.241	-16.416	22.104

ELS :

P_{ser}=5.17

Tab.III.25: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à terrasse à l'ELS

travées	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	T_w
AB	3.90	3.90	9.82	1.964	7.82	4.928	-11.581	8.579
BC	3.95	3.16	10.08	7.82	9.25	1.545	-10.572	9.848
CD	5.45	4.36	19.19	9.25	15.17	6.98	-15.174	13.002
DE	5.45	5.45	19.19	15.17	3.838	9.913	-12.021	16.155

Etage courant :

ELU :

P_u=7.19

Tab.III.26: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à

travées	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	T_w
AB	3.90	3.90	13.66	2.732	10.887	6.850	-16.11	11.929
BC	3.95	3.16	14.022	10.887	12.87	2.143	-14.702	13.698
CD	5.45	4.36	26.69	12.87	21.01	9.75	-21.083	18.097
DE	5.45	5.45	26.69	21.01	5.338	13.516	-16.715	22.465

ELS :

P_{ser}=5.21

Tab.III.27: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELS

travées	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	T_w
AB	3.90	3.90	9.905	1.981	9.23	4.299	-12.017	8.301
BC	3.95	3.16	10.161	9.23	9.327	0.882	-10.304	10.256
CD	5.45	4.36	19.343	9.327	15.29	7.03	-15.291	13.103
DE	5.45	5.45	19.343	15.29	3.868	9.764	-12.101	16.292

3eme Type : Poutrelles à 3 travées :

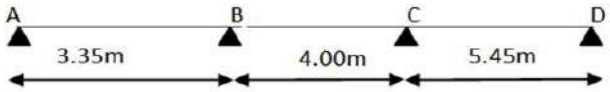


Fig. III.15: Poutrelle à 3 travées

Plancher terrasse :

ELU :

Tab.III.28: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELU

	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	Tw
AB	3.35	3.35	9.917	1.983	8.935	4.458	-13.917	9.767
BC	4	3.2	14.14	8.935	18.76	0.292	-16.596	11.684
CD	5.45	5.45	26.24	18.76	5.284	14.218	-16.788	21.732

ELS :

Tab.III.29: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELS

	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	Tw
AB	3.35	3.35	7.252	1.450	6.53	3.262	-10.175	7.143
BC	4	3.2	10.34	6.53	13.68	0.235	-12.127	8.553
CD	5.45	5.45	19.19	13.68	3.838	10.431	-12.283	15.893

Etage courant :

ELU :

Tab.III.30: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELU

	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	Tw
AB	3.35	3.35	10.086	2.0172	9.086	4.536	-14.15	9.93
BC	4	3.2	14.38	9.086	19.034	0.32	-16.867	11.893
CD	5.45	5.45	26.69	19.034	5.338	14.504	-17.077	22.103

ELS :

Tab.III.31 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELS

	L	L'	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	Tw
AB	3.35	3.35	7.30	1.46	6.584	3.278	-10.246	7.206
BC	4	3.2	10.42	6.584	13.792	0.232	-12.222	8.618
CD	5.45	5.45	19.34	13.792	3.868	10.51	-12.37	16.01

- **4eme Type: Poutrelles à 2 travées:**

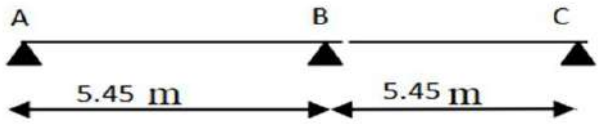


Fig. III.16: Poutrelle à 2 travées

Vérification si la méthode CAQUOT est applicable.

$$Q = 5KN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 8.372\ KN/m^2 \\ 5000\ KN/m^2 \end{cases}.$$

$0.8<L_{AB}/L_{BC}=1<1.25$

(C.V)

- La fissuration est peu nuisible.

Donc la méthode CAQUOT n'est pas applicable on applique la méthode forfaitaire.

III.5.6. a. Exposé de la méthode forfaitaire :

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}.$$

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

$$M_t \geq M_{max} \begin{cases} \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \text{ si la travée est rive} \\ \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0 \text{si la travée intermédiaire} \end{cases}.$$

Pour les appuis :

$M_a \geq 0.6M_0$……poutre à 2 travées.

$M_a \geq 0.5M_0$……. Appuis voisin des appuis des rives.

$M_a \geq 0.4M_0$…… Appuis intermédiaire.

$M_a \geq 0.2M_0$……. Appuis de rive .

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite

M_a: Moment à l'appui.

M_0: Moment isostatique

$e=\frac{PL}{2}$ (KN.m)

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec:

T_e: effort tranchant à droite de la travée.

T_ω:effort tranchant à gauche de la travée

Plancher terasse :

ELU :

Tab.III.32: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à terrasse à l'ELU

travées	L	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	T_w
AB	5.45	26.24	5.248	13.12	16.238	-20.7	17.82
BC	5.45	26.24	13.12	5.248	16.238	-17.82	20.7

ELS :

Tab.III.33: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à terrasse à l'ELS

travées	L	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	T_w
AB	5.45	19.19	3.838	9.595	11.87	-15.219	12.941
BC	5.45	19.19	9.595	3.838	11.87	-12.941	15.219

Plancher courant :

ELU :

Tab.III.34: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELU

travées	L	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	T_w
AB	5.45	26.69	5.33	13.34	16.51	-21.059	18.121
BC	5.45	26.69	13.34	5.33	16.51	-18.121	21.059

ELS :

Tab.III.35: Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à étage courant à l'ELS

travées	L	M_0	M_w	M_e	M_t	T_e	T_w
AB	5.45	19.34	3.86	9.67	11.96	-15.256	13.124
BC	5.45	19.34	9.67	3.86	11.96	-13.124	15.256

III.5.6.b. Récapitulations :

Tab.III.36 : Récapitulations des efforts

	ELU			**ELS**	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	T_u (kN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
Sollicitatios	21.104	16.51	22.482	13.792	11.96

III.5.7. Ferraillage des poutrelles :

III.6.6. a. Calcul des armatures longitudinales :

L'E.L.U :

D'après le calcul des moments son prend le même ferraillage suivant le maximum

Des moments sur les appuis et en travée.

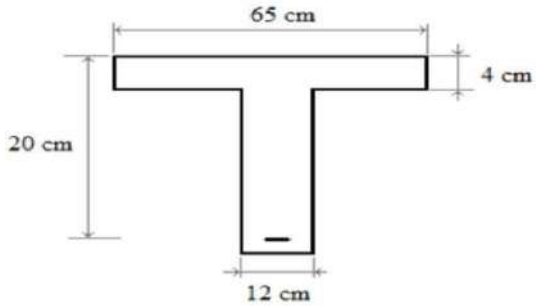


Fig. III.17: les sections considérées pour le calcul des ferraillages.

Tab.III.37 : les données

Données			
f_{c28}	25MPa	H	20cm
f_{t28}	2,1MPa	h_0	5 cm
F_e	400MPa	B	65cm
σ_{badm}	14.2MPa	b_0	12cm
σ_{sadm}	348MPa	D	18cm
γ_b	1.5	γ_s	1.15

En travées:

on a: M_t=16.51 KN.m

❖ **Position de l'axe neutre:**

$M_0=\sigma_b .h_0.b.(d-\frac{h_0}{2})$= 71.53 KN.m

M_0=71.53KN.m > M_t=16.51KN.m

L'axe neutre passé par la table de compression : donc le calcul d'armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire.

Le calcul des sections d'acier est résumé dans le tableau suivant :

Tab.III.38 : Ferraillage de la poutrelle

	M_u (KNm)	μ	α	β	A (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	A'(cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	16.51	0.055	0.07075	0.9715	2.71	3HA12 =3.39	0	1.30
En appuis	21.104	0.070	0.0907	0.964	0.349	2HA8 =1.00	0	0.24

III.5.6. b. Condition de non fragilité :

- **En travée :**

$A_{min} = \frac{20*65}{1000}$=1.30 cm^2 < A_t=3.39cm^2 **CV**

- **En appuis :**

$A_{min} = \frac{20*12}{1000} = 0.24$ cm^2 <A_t=1.00 cm^2 **CV**

III.5.6. c. Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

$\emptyset \leq Min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_l\right\}$={5.71; 12; 12}

On adopt:

$\emptyset_t = 6mm$

$a_t = \frac{\pi*(\emptyset_t)^2}{4}$=0.28 cm^2

a_t : section d'une barre transversale.

n_t : le nombre de barre.

n_t = 2

$A_t = a_t.n_t$ = 0,56 cm^2

A_t= 2HA6

- Espacement des armatures transversales :

$S_t \leq min[0.9\,d\ , 40\,cm] = 16{,}20cm$

On adopt: S_t =15cm

III.5.7. Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0*d} = 1.04Mpa$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

$\tau_u = Min(\frac{0.2 f c_{28}}{\gamma_b} = 3.33Mpa; 5Mpa)$=3.33 Mpa

τ_u=1.04$Mpa < \tau_u 3.33Mpa$ **CV**

III.5.8. Vérification au voisinage de l'appui:

- **Appui de rive :**

$\frac{2*T_u}{b_0*a} \leq 0.8 \frac{f c_{28}}{\gamma_b}$

$T_u \leq 0.4 * a * b_0 \frac{f c_{28}}{\gamma_b}$

$a = \min [b - 2 - c\ ;\ 0{,}9d] = 16.2cm$

$T_u = 15.69KN < 129{,}6KN$ **CV**

- **Appuis intermédiaire :**

$M_u > 0{,}9 \times T_u \times d \Rightarrow M_u = 21.104KN.m > 2.54KN.m$ **CV**

Section minimale d'armature transversales :

$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f t_{28}.k)}{0.9 fe(cos\alpha + sin\alpha)}$

$k = 1$ pour la flexion simple

$\alpha = 67{,}5^0$ pour les armatures transeversales

$\frac{0.56*10^2}{120*150} = 0.031 \geq \frac{1.15(1.02-0.3*2.1*1)}{0.9*400*(0{,}38+0{,}92)}$=0.000955 **CV**

$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4*b_0*S_t}{fe}$

Tab.III.39: Vérification de la contrainte à l'E.L.S

	M_{ser} (KNM)	**A (cm^2)**	**Y**	**I (cm^4)**	**K**	σb	σ b
En travée	11.96	3.39	6.76	13117.44	0.006	0.040	15
En appuis	13.792	1.00	4.086	4382.043	0.012	0.058	15

$$A_{t\,min} \geq \frac{0.4*b_0*S_t}{Fe} = \frac{0.4*12*15}{400} = 0.18\ cm^2$$

$$A_t = 0.56\ cm^2 \quad \geq A_{t\,min} = 0.18 cm^2$$

III.5.9. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps ;

$$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{4.08} = 0.036 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} = 0.036 \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0.033 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{A}{d*b_0} = 0.0025 \leq \frac{3.6}{Fe} = 0.009 \qquad \text{CV}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

Il faut vérifier que: $\delta_b \leq \delta_{adm}$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\delta_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \delta_{adm} 0.6 * fc_{28} = 15\ \text{Mpa}$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A(h_0 - c') - 15A(d - h_0)$$

$$S_{xx} > 0$$

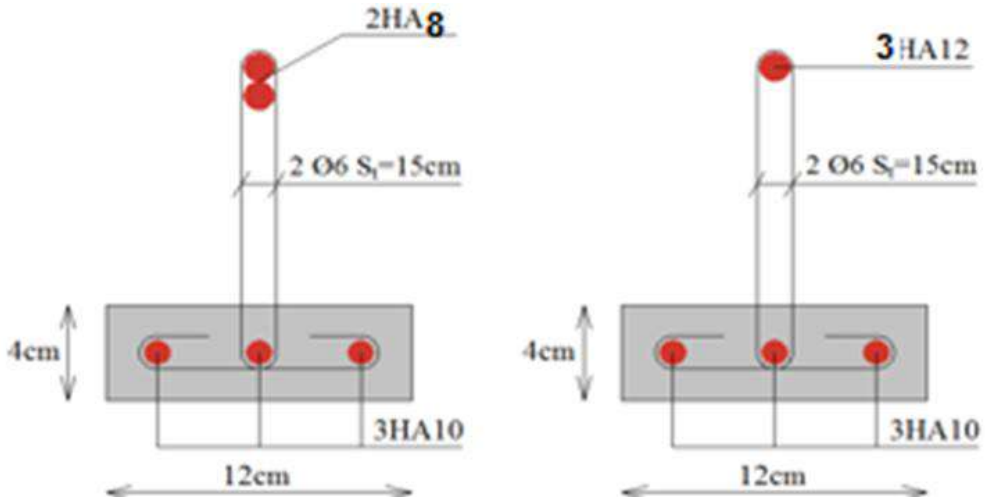


Fig. III.18: ferraillage des poutrelle

III.6. DALLE PLEINE

III.6.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.
On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.6.2. Calcul des moments

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, età évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

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

Travail externe

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement $T_{ext} = P.f.$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

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

Travail interne

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

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

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

III.6.3. 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*.

$Q = 5\ KN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 7.51 = 15.22 \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$ .....(c.v)

le rapport entre les travées successives doit être compris entre (0.8 et 1.25)

L_X=1.5m $L_y = 5.45m$

$\frac{1.5}{5.45}$=0.27 donc le rapport n'est pas vérifié…..Condition non vérifie**.**

III.6.4. Méthode des lignes de rupture :

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

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur étatlimite élasto plastique.

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

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

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

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

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

III.6.4.a. Détermination de l'épaisseur :

Après avoir vérifié toutes les conditions des dalles pleines (chapitre II), on adopte : e_p=15cm.

III.6.5. Evaluation des charges et surcharges :

Tab.III.40 : Détermination des chargements de la dalle pleine.

	G	Q	P_u	P_{ser}
Terrasse	7.51	1	11.638	8.51
Etage courant	7.07	2.5	13.29	9.57

La dalle de forme triangulaire

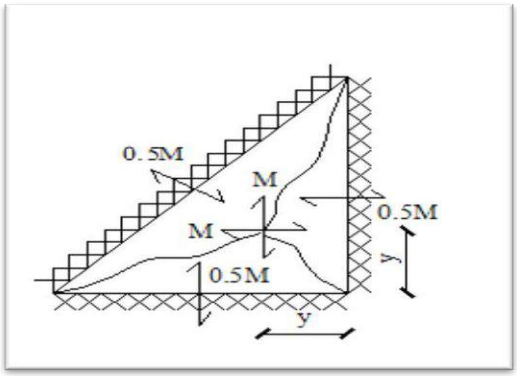


Fig. III.19: Dalle pleine de forme triangulaire.

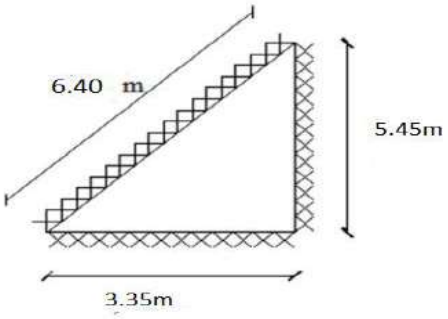
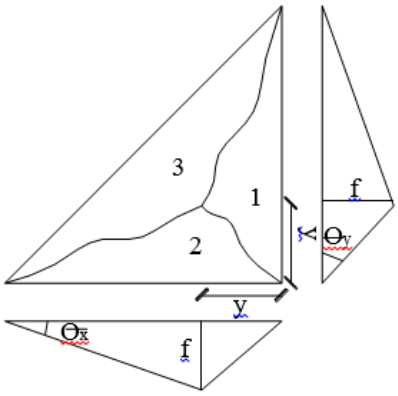


Fig. III.20: Efforts dans la dalle pleine de forme triangulaire.

$T_{ext}=q.S_1.\frac{f}{3}+q.S_2.\frac{f}{3}+q.S_3.\frac{f}{3}=q.(S_1+S_2+S_3).\frac{f}{3}$

$T_{ext}=q.(\frac{3.35*5.45}{2})\frac{f}{3}$

$T_{ext}=3.04q.f$



$T_{int}=T_{int}^1+T_{int}^2+T_{int}^3$

$T_{int}^1=0.5M.l_x.\Theta_y+M.l_x.\Theta_y$

$T_{int}^1=1.5M.l_x.\Theta_y$

$T_{int}^1=1.5M.l_x.\frac{f}{y}$

$T_{int}^1=5.025.M.\frac{f}{y}$

$T_{int}^2=1.5M.l_y.\frac{f}{y}$

$T_{int}^2=8.175M.\frac{f}{y}$

$T_{int}^3=M.l_x.\Theta_y+M.l_y.\Theta_x+0.5M.l_x.\Theta_y+0.5M.l_y.\Theta_x$

$T_{int}^3=5.025M.\frac{f}{y}+M.f\frac{8.175}{(3.35-y)}$

$T_{int}=13.2\ M.\frac{f}{y}+5.025M.\frac{f}{y}+\frac{8.175}{3.35-y}\ M.f$

$T_{int}=18.225M.\frac{f}{y}+\frac{8.175}{3.35-y}\ M.f$

Principe du travail virtuel

$T_{ext}=T_{int}$

$$\mathbf{q}=\frac{\frac{18.225}{y}+\frac{8.175}{3.35-y}}{3.04}M$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$\frac{dq}{dy}=0=$ **$-10.5y^2+244.2y-204.575=0 \Rightarrow Y=0.869$**

On remplace "y" on trouve :

M=0.126q

$M_t=0.126.q=0.126*13.29=1.674$

$Ma=0.5M_t=0.5*1.674=0.837$

On a:

$\rho=\frac{L_x}{L_y}=\frac{3.35}{5.45}=0.615$

0.4<0.615<1 donc la dalle travaille suivant les deux directions.

III.6.6. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur , la fissuration est peu nuisible.

Béton : f_{c28}=25MPa ;γ_b= 1.5 ; σ_{bc}=14.2 MPa ;f_{t28}=2.1MPa

b=100 cm; h =15 cm ;d =13 cm ;c =2 cm.

Acier : FeE400; Fe=400 MPa ; γ_s =1.15 ; σ_s=348 MPa.

Hauteur utile:

$$\begin{cases} d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 15 - 2 - \frac{0.8}{2} = 12.6cm \\ d_y = d_x - \left(\frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}\right) = 12.6 - \frac{0.8+0.8}{2} = 12.4cm \end{cases}.$$

Tab.III.41 : Calcul des sections de la dalle pleine triangulaire.

	M_u KN m	M	A	B	A(cm²)	A' (cm²)	A_{mi}(cm²)
En travée	1.674	0.0074	0.38	0.9965	0.50	0	1.5
En appuis	0.837	0.0037	0.17	0.9985	0.59	0	1.5
En travée	1.674	0.0076	0.39	0.996	0.50	0	1.5
En appuis	0.837	0.004	0.4	0.998	0.59	0	1.5

III.6.7. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15*100}{1000} = 1.5\ cm^2.$$

Donc on adopte les sections :

A_x=3HA8=1.50

A_y=3HA8=1.50

III.6.8. Condition d'espacement :

S_t=33cm≤$\overline{S_t}$=Min[3h=45cm, 33cm]=33cm

III.6.9. Vérification de l'effort tranchant :

- **Suivant L_x :**

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 * d_x} \leq \tau_u = \frac{0.07 * fc_{28}}{\gamma_b}.$$

$$V_{ux} = \frac{p * L_x * L_y}{2 * L_y + L_x} = \frac{13.29 * 3.35 * 5.45}{2 * 5.45 + 3.35} = 17.027 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{17.027 * 10^3}{1000 * 126} = 0.135 Mpa \leq \tau_u = 1.166 Mpa \qquad \text{CV}$$

- **Suivant L_y :**

$$\tau_{ux} = \frac{V_{uy}}{b_0 * d_y} \leq \tau_u = 1.16.$$

$$V_{uy} = \frac{p L_x L_y}{3 L_y} = 14.84$$

$$\tau_{ux} = \frac{14.84 * 10^3}{1000 * 124} = 0.119 \leq \tau_u = 1.16 \qquad \text{CV}$$

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

III.6.10. Vérification à l'E.L.S :

$$\overline{\sigma b} < \sigma b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

- **Suivant L_x :**

A =1.5 cm² ; M_{ser}=0.832KNm ;y=5.74cm ;I=7362.81cm^4.

$$\delta_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.875 Mpa \leq 15 Mpa \qquad \text{CV}$$

- **Suivant L_y :**

A =1.50 cm² ; M_{ser}=0.832KNm ;y=3.90cm;I= 3602.90cm^4

$$\delta_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.900 Mpa \leq 15 Mpa \qquad \text{CV}$$

Donc on adoptera les sections adoptées à l'E.L.U.

III.6.11. Vérification de la flèche :

- **Suivant L_x :**

$$\frac{h}{L_x} = 0.038 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.01 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = 0.001 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad \text{CV}$$

- **Suivant L_y :**

$$\frac{h}{L_x} = 0.038 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.01 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = 0.0012 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad \text{CV}$$

III.7. CALCUL DES BALCONS EN BETON ARMÉ

III.7.1. DEFINITION

Les balcons sont des dalles pleines (épaisseur entre 8 et 20cm) encastrées dans des poutres horizontales, entourés d'unerampe où d'un mur de protection. Ils sont assimilés à des consoles qui débordent des façades des bâtiments.

III.7.2. EFFORTS EXERCÉS SUR LES BALCONS

Les efforts exercés dans un balcon en service, qui ne repose plus sur un étaiement, sont fonction du type de balcon àréaliser. On distingue principalement les balcons en porte-à-faux et les balcons sur appuis extérieurs.

III.7.3. Balcons en porte-à-faux

Dans le cas des balcons en porte-à-faux, les efforts exercés sont un effort tranchant et un moment fléchissant. La reprise de ce moment fléchissant est assurée par des armatures

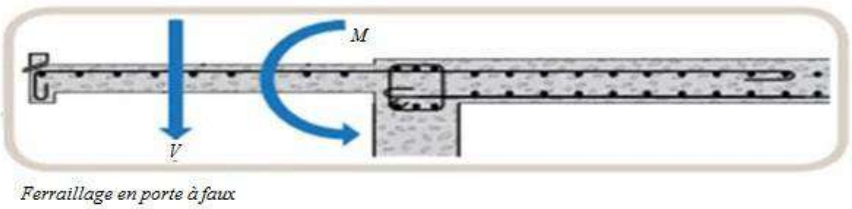


Fig. III.21: Sollicitations dans un balcon en porte-à-faux.

Principales positionnées en partie supérieure du balcon, ce qui n'est pas courant dans la réalisation des planchers.

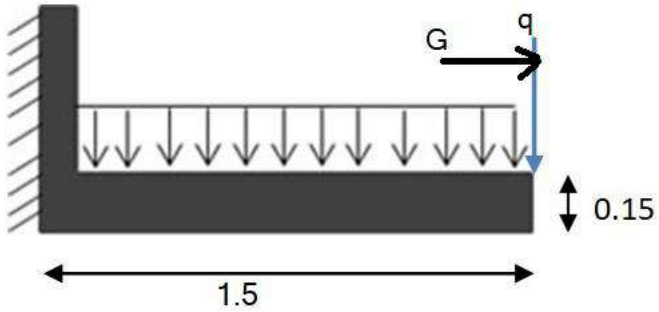


Fig. III.22: Dalle pleine balcon encastrée sur un seul coté.

III.7.4. Evaluation des charges :

Tab.III.42 : Charge permanente du balcon

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,03	20	0.60
Lite de sable		18	3
Dalle pleine	0.015	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
		G	**5.11**
		Q	**3,5**

Combinaison des charges

G = 5.11 KN/m^2 , Q = 2.5KN/m^2 , G=1 KN/m^2

q= 1.62*0.9=1,458KN

q_u= 3,67 q_s =2,45

P_u=10.58 P_s=7,56

$$M_{MAX}=\frac{P_{U*L^2}}{2}+q_u*l+G*0,9=\frac{10,58*1.5^2}{2}+3,67*1.5+G*0,9=18.30$$

$$M_{MAX}=\frac{P_{S*L^2}}{2}+q_s*l+G*0,9=13,08$$

$$T_{MAX}=q_u*l+P_u+G=20,54$$

III.7.5. Calcul du ferraillage :

III.7.5.a. Calcul à l'E.L. U :

Les sollicitations de calcul des ferraillages seront ainsi les suivantes :

$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma bc}$; A= $\frac{M_u}{\beta d\sigma s}$;

$\mu = \frac{18,30}{bd^2\sigma bc} = \frac{18,30\text{^}3}{100*130^2*14.17} = 0.0033$

$\beta = 0.983$ μx < μl=0.392 A'=0

A= $\frac{M_u}{\beta d\sigma s} = \frac{18,30\text{^}3}{0.983*130*348} = 0,41$ 3H8=1,50

III.7.5.b. Calcul à l'E.L.S :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration est donc préjudiciable. Le balcon est un élémenttravaillant en flexion simple. Considérons une bande de 1m de largeur.

σs = Min {[2 fe/3, 110 $\sqrt{\eta f t_{28}}$]}= Min {266,7; 110$\sqrt{1,6 \times 2,1}$ = 201,6}=201,6 MPa

$\mu = \frac{30*M_s}{bd^2\sigma bc} = 0.016$, α=0.0201

$A_s = \frac{b*d*\alpha^2}{30(1-\alpha)} = 0,17\ cm^2$ donc : A_s=2H10=1,57cm^2

Condition de non fragilité : Elle s'écrit.

Amin = 0,23×b×d× ft_{28}/f e =15,69cm^2

La section d'armatures du balcon sera déduite à partir du cas le plus défavorable, soit :

A = Max (Au, Aser, Amin) = 15.69cm²

Armatures de répartition

Les armatures de répartition sont déduites par la formule suivante :

$\boldsymbol{A_r = \frac{A}{4} = 3,92 cm^2}$

Choix de la section des armatures de répartition : 5HA10

st = 20cm < Min {2h , 25cm} = 25cm

Condition vérifiée.

τu = Min {0,15(fc_{28}/γb),4 MPa}=2,5 MPa

Contrainte tangente maximale

✓ $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = 1{,}6Mpa < 2{,}5MPA$ ..... **CV**

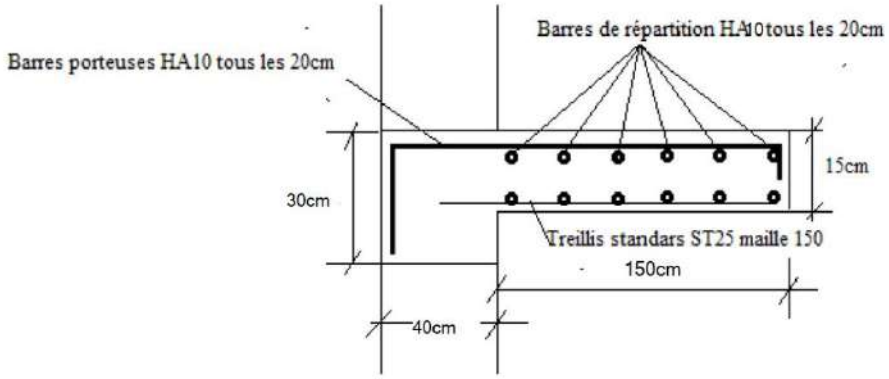


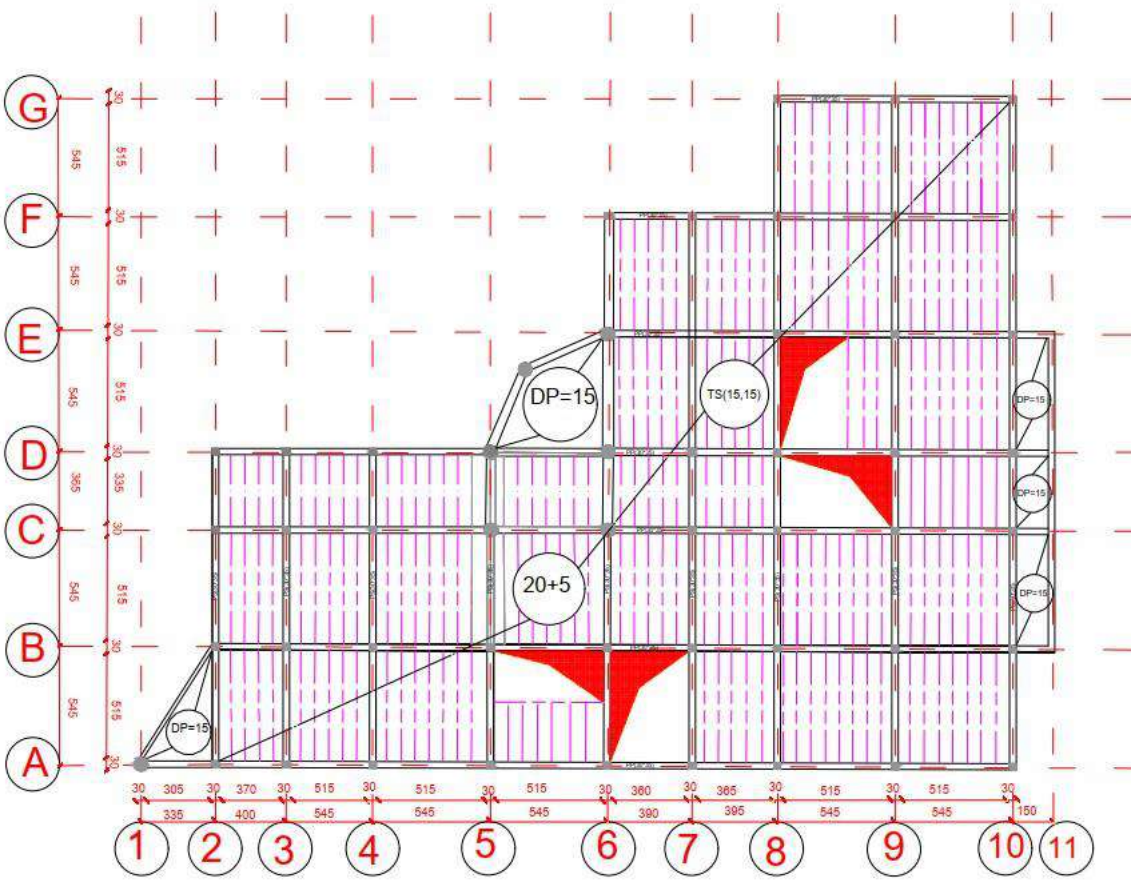
Fig. III.23: Schéma de ferraillage du balcon.

III.7.6. **Vérification de la flèche :**

Cette vérification n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$\frac{h}{l} = 0.038 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.01$ CV

$\boldsymbol{\frac{A}{b_0 d} = 0.001 \leq \frac{2}{400} = 0.005}$ **.....cv**



Plan de couffrage

Chapitre 4

Étude Thermique

IV.1.INTRUDUCTION :

L'étude thermique d'un bâtiment consiste simplement en une mesure de sa performance énergétique. Elle est réalisée pour orienter la construction ou la rénovation d'un bâtiment vers une gestion énergétique optimale.

Le règlement CBA 93 exige une étude des actions de la température climatique que pour toutes constructions situées à l'air libre des variations uniformes de températures suivantes :

- En Algérie du nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.
- Pour la proche et le moyen sud : 45° C et - 20° C.
- Pour l'extrême sud : 50° C et -30° C.

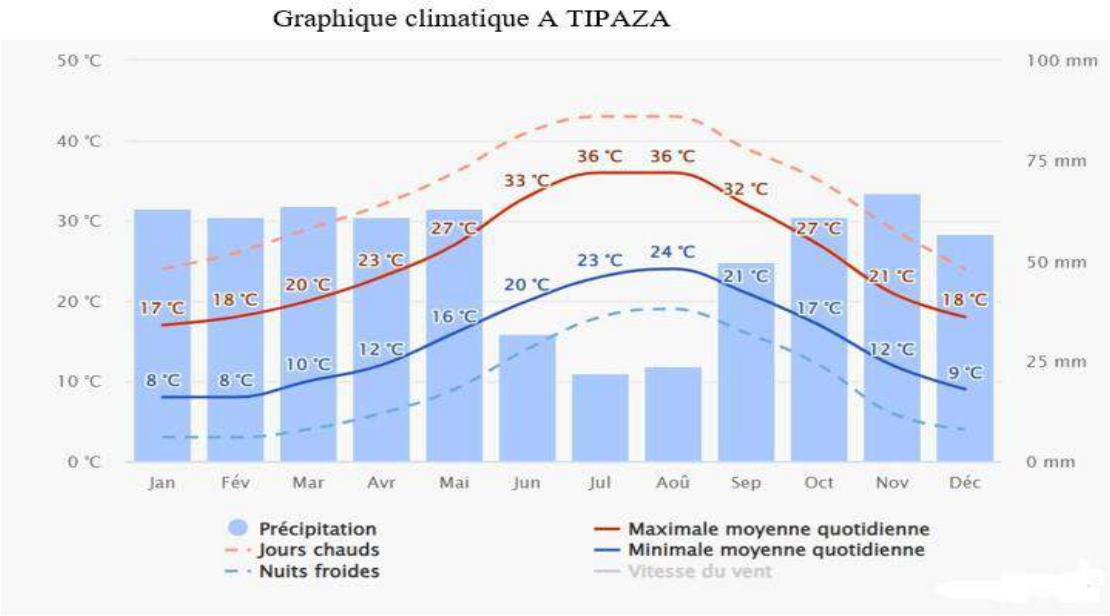


Fig.IV.1. La température en 2023 à TIPAZA.**(bleu.com)**

Vu que les dimensions en plan du bâtiment étudié sont supérieures à 30 m, Lx=39,05m, Ly=31,35m ; il est impératif de faire une étude thermique a deux sensé (X, Y).

En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

IV.2.EFFET DE LA THEMPERATEUR :

La variation de la température à une influence sur la vie de la structure suivant les chargements 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.

Sous ces variations, il est indispensable de soit prévoir des joints de dilatation tous les 30 m et cela en respectant les normes d'exécution, soit prendre en compte dans le calcul l'effet de température.

Etant donné que la température à l'intérieur des bâtiments est uniforme, donc principalement les éléments situés à l'extérieur sont les plus concernés par l'étude de l'effet de température.

L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres. Ces efforts normaux seront de traction dans le cas de la dilatation (température élevée), et de la compression dans le cas de raccourcissement (le froid). Par conséquent, les poutres seront sollicitées à la flexion composée.

$\Delta_T > 0$ $\delta > 0$ .....Allongement,traction.

$\Delta_T < 0$ $\delta < 0$ ..... Raccourcissement,compression.

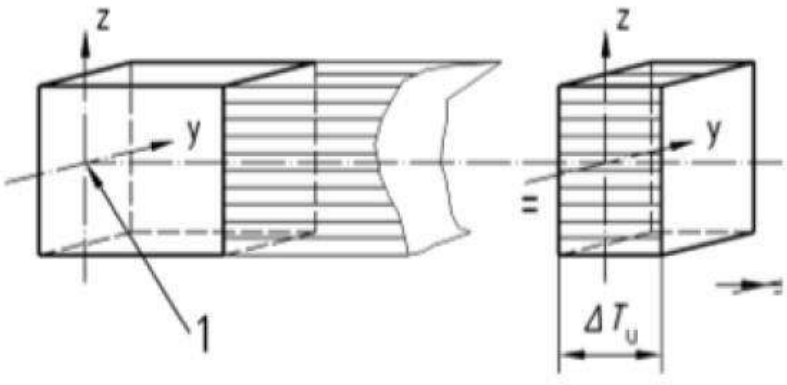


Fig.IV.2. Une composante de la température Uniform Δ_T

IV.2.1. La procédure du calcul CBA 93[ART.3.3.2]

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan Lx=39,05m et Ly=31,35m,

Un calcul à la température a été conduit sur la base :

$$\Delta t = 15°C$$

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres ou on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul à été fait à l'aide du logiciel SAP 2000 version 2024 en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

Les sollicitations les plus défavorable sont 1.35 G + 1.5 Q + 0,8T (ELU)

Sous l'effet de variation de la température, l'allongement on le raccourcissement de l'élément est donné par la formule suivante : $\Delta L = \theta . L0 . \Delta t$

Sachant que : $\delta = \frac{\Delta L}{L}$ donc $\delta = \theta . \Delta t$

La contrainte est évaluée par la loi de HOOK qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

N=E.$\delta . S$ N=E.$\theta . \Delta t . s$

Avec :

ΔL : $variation\ de\ la\ longueur\ de\ l'élément$

Δt : $variation\ de\ la\ température$

θ : $gra\&dient\ thermique$

$L0$: $longueur\ de\ la\ poutre$

E=module de Yong

S=surface de la poutre

σ : $contraint\ thermique$

IV.3. L'introduction des chargements dans SAP2000 (version 2024) :

Le calcul se fait uniquement sur les poutres de l'extérieure dont le sens de la longueur dépasse les 30 mètres ; et toutes les poutres de la terrasse qui ont la longueur qui dépasse les 30mètres.

La sollicitation de calcul selon le CBA (art c.2.1) AL`ELUT :

l.35G+ l.5Q+0.8T

- sap2000v24

Introduire de la température dans le logiciel :(Define load patterns).

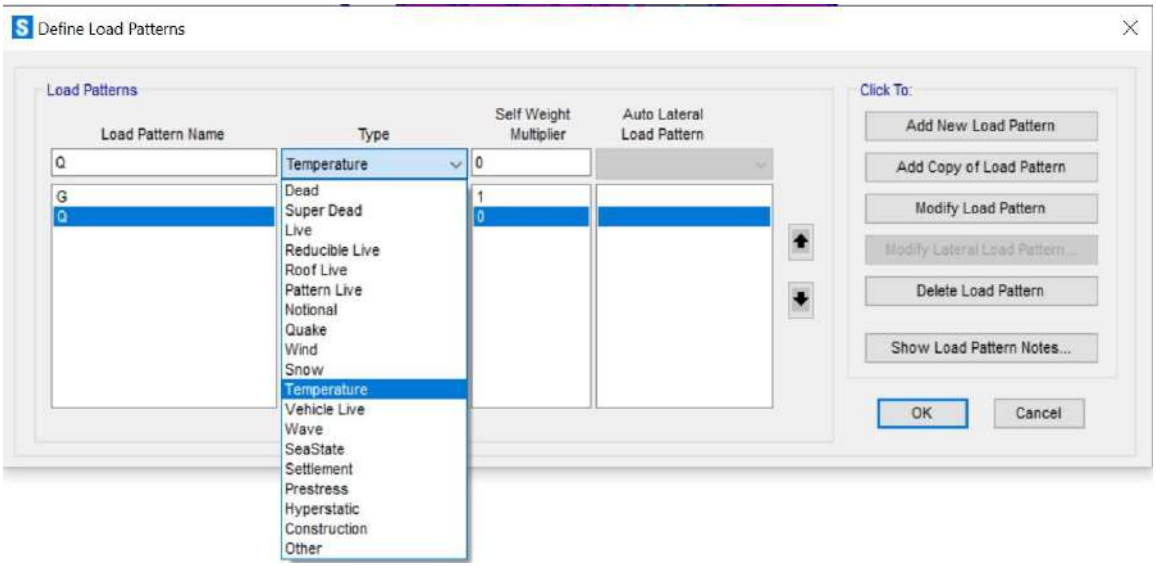


Fig.IV.3 : Introduire de la température dans sap2000v24.

Introduire la combinaison :(load combination data).

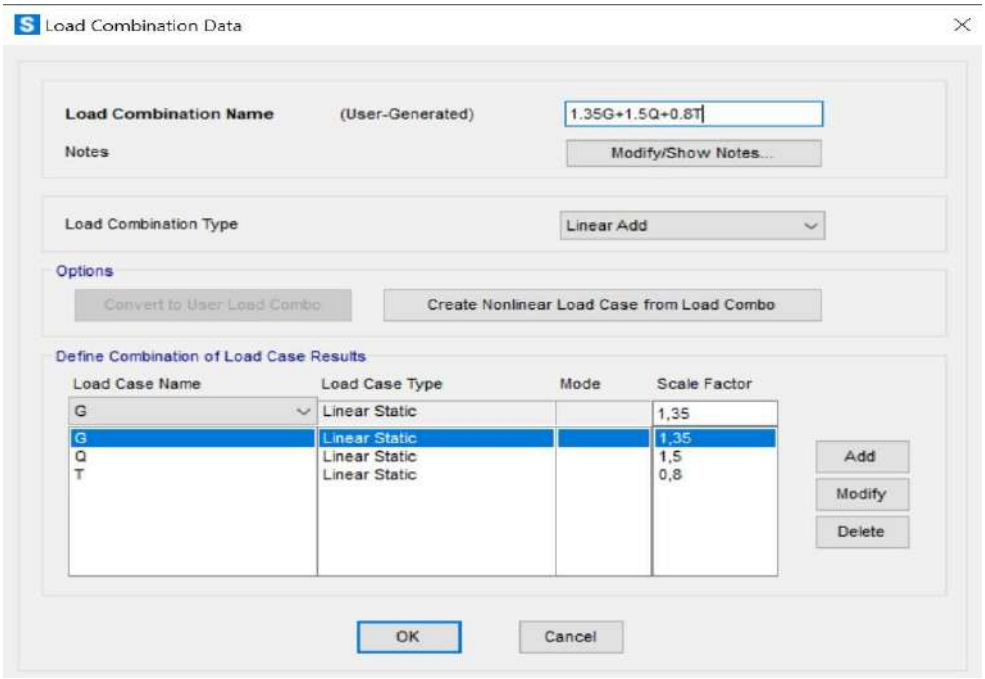


Fig.IV.4: Introduire la combinaison 1.35Gt1.5Q+0.8T dans sap2000v24

Introduire le chargement :(cable loads).

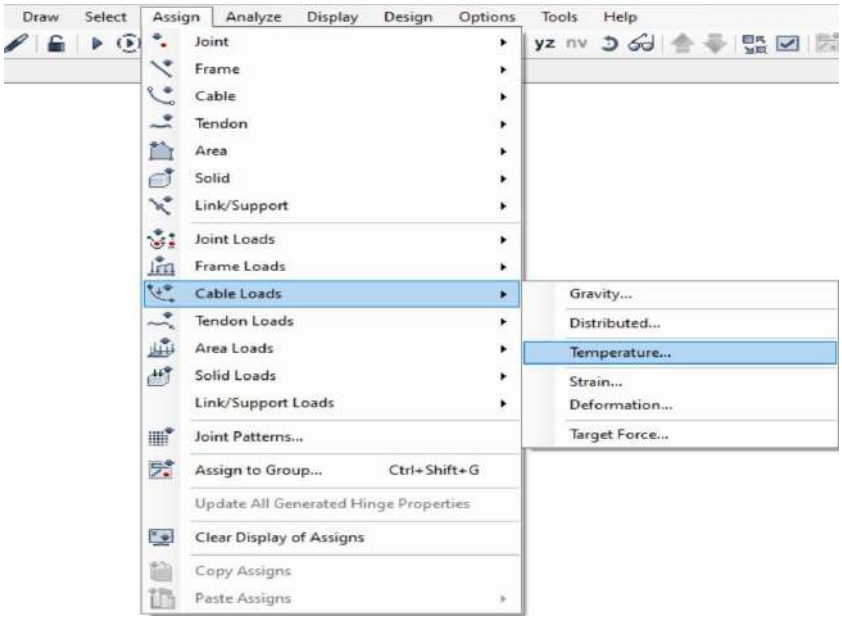


Fig.IV.5: Introduire assign de la température (cable loads).

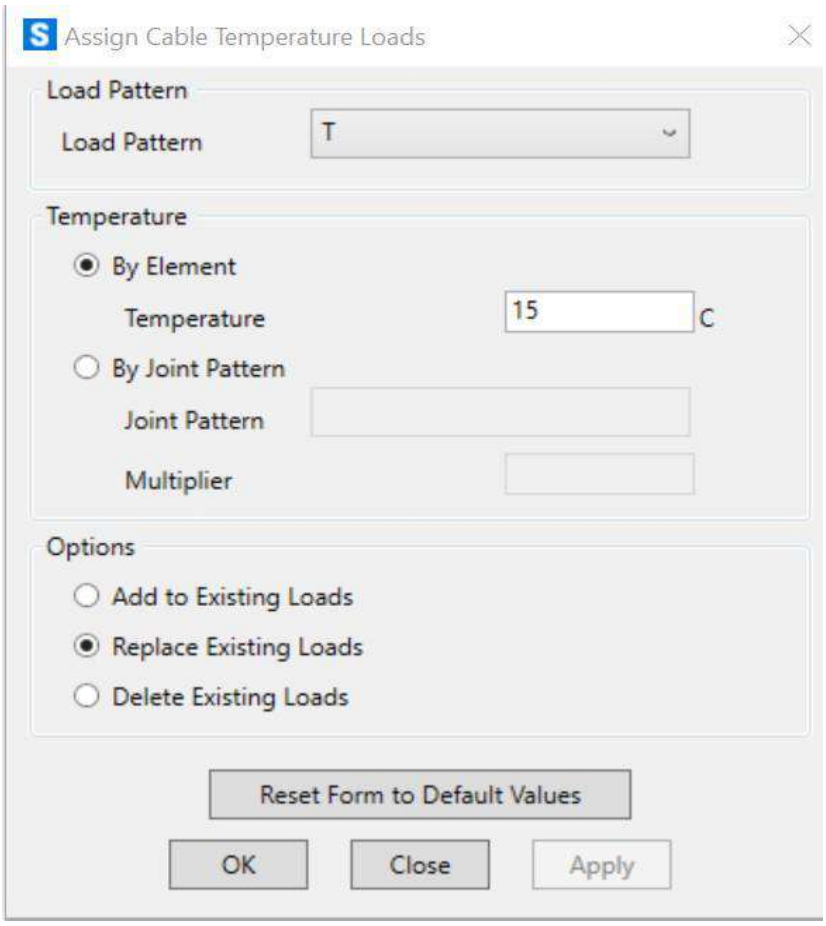


Fig. IV.6. Introduire le chargement :(assign cable température loads).

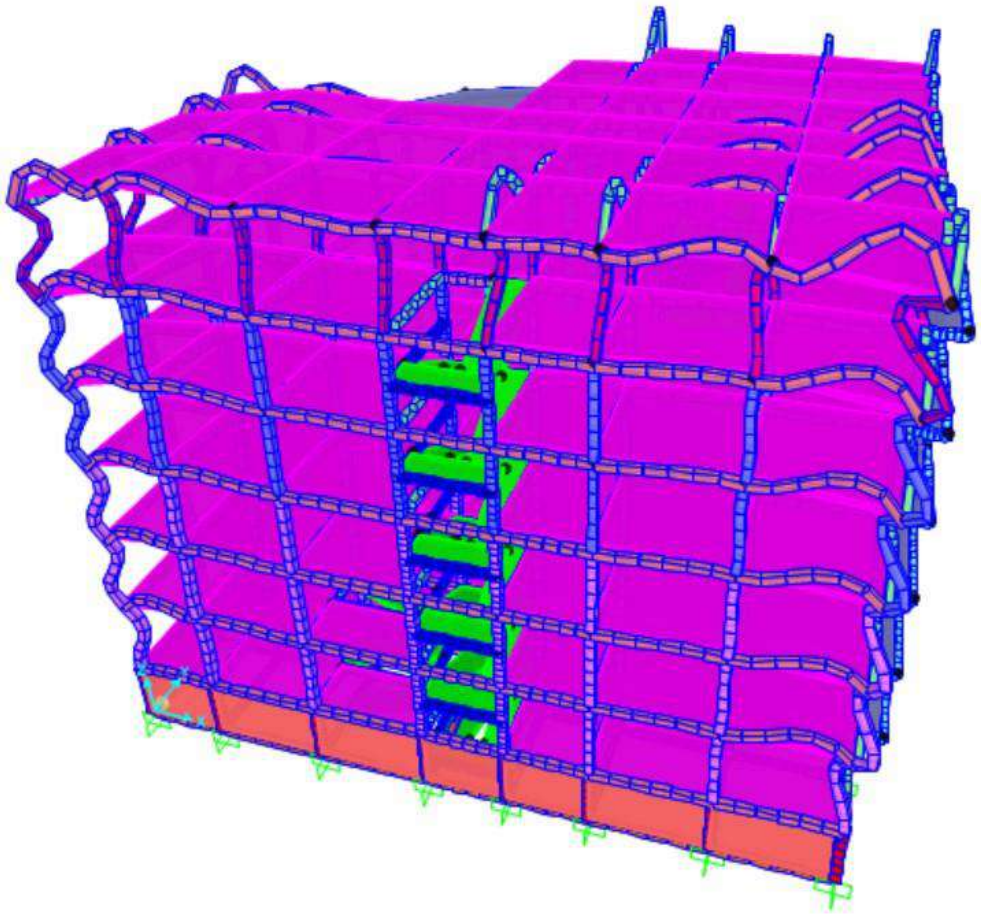


Fig.V.7. l`effet la température (T) dans la structure suivent le logiciel **SAP2000V24 .**

IV.4. Résultats du calcul :

Tab. IV.1 : étude thermique

E(mpa)	Sp(m²)	Δt(°C)	θ	NX
32164.2	1,75	15	1*10^-5	844,31

Tab. IV.2 : Ferraillage des poutres porteuses selon 1.35G+1.5Q+0,8T

Appuis						Travée			
Poutre	N(KN)	Mmax (KN.m)	Combinaison	As(cm²)	As'(cm²)	N(KN)	M	As(cm²)	As' cm²
Terrasse	844,31	42,49	1.35G+1.5Q+0,8T	0,556	0	844,31	72,23	0	0
Etage courant	844,31	45,57	1.35G+1.5Q+0,8T	0,57	0	844,31	77,46	0	0

Tab. IV.3 : Ferraillage des poutre porteuses selon 1.35G+1.5Q+0,8T

	Appuis					Travée			
Poutre 30*35	N(KN)	Mmax (KN.m)	Combinaison	As(cm²)	As'(cm²)	N(KN)	M	As(cm²)	As' cm²
	844,31	15,68	1.35G+1.5Q+0,8T	0	0	844,31	8,79	0	0

IV.5. Conclusion :

On compare les sections d'armateur données par le tableau ci-dessus avec celle trouvées dans le chapitre VI, on peut déduire que l'effet de la température sur la structure est négligeable

Chapitre 05

ETUDE DYNAMIQUE

V.1.INTRODUCTION

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vise à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est élaborée par le logiciel SAP 2000 (ver 2024) moyennant la méthode d'analyse modale spectrale, vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toute remplies.

V.2. OBJECTIF DE L'ÉTUDE DYNAMIQUE

Nous allons exposer dans cette partie les points importants concernant l'étude sismique de ce bâtiment, de ce fait, on va faire une étude dynamique, en modélisant la structure en tridimensionnel avec le logiciel **sap 2000v24** et on utilisera la méthode dynamique modale spectrale qui reprend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA, L'étude dynamique d'une structure consiste à déterminer les caractéristiques propres de chaque structure sous une action sismique.

V.3.MODELISATION DE LA STRUCTURE

- Les éléments poteaux-poutres (portique) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre à deux nœuds avec six degrés de liberté par nœud.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles (2 sens) sont manuellement introduit (local axes).
- Les voiles sont modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.
- Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel SAP2000V24, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec sept niveaux (sous- sol+RDC+5 étages) encastrée à sa base avec les précisions suivantes.
- Les voiles sont disposés de telle sorte à vérifier les conditions de RPA afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.
- La participation massique des charges est donnée comme suit : $W= G + (\beta \times Q)$

Avec : G : Poids propre, Q : Charge d'exploitation, β: Coefficient de pondération, β =0,2 (Bâtiment d'administratif).

- Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes. Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.
- Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

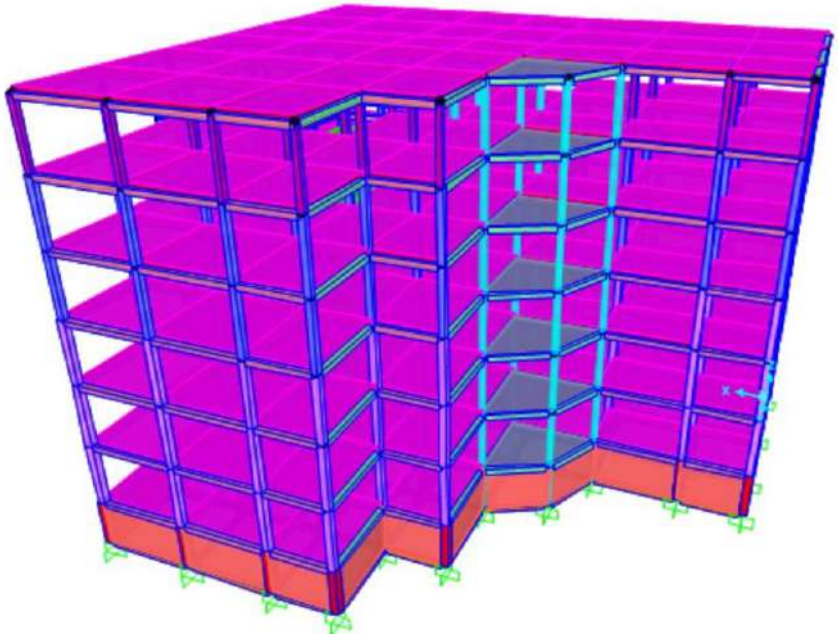


Fig.V.1. Modélisation de la structure.

Etat auto stable

V.4.Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriquesqui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer au préalable à fin d'équilibrer la structure sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

Ces deux centres doivent être proches l'un de l'autre afin d'éviter la rotation lorsque lastructure est soumise au séisme et cela afin de permettent un libre déplacement dans les deux sens.

V.5. 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 :

Avec :

$$\begin{cases} XG = \frac{\sum Wi*Ki}{\sum Wi} \\ YG = \frac{\sum Wi*Fi}{\sum Wi} \end{cases}$$

•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.

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

Tab .V.1. Calcule de centre de masse

Etage	$\sum W_i$	$\sum W_i .X_i$	$\sum W_i .Y_i$	X_G	Y_G
5 ème	180779.8735	3038085.909	2787221.275	16.805	15.42
4 ème	174835.998	2938431.438	2695016.588	16.806	15.414
3 ème	174835.998	2938431.438	2695016.588	16.806	15.414
2 ème	170410.2835	2864374.45	2626211.323	16.808	15.411
1 ere	170410.2835	2864374.45	2626211.323	16.808	15.411
RDC	157430.285	2646446.054	2425186.414	16.81	15.40

V.5.1.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

• Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.

• Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$x_T = \frac{\Sigma \text{Iyi} * \text{Xi}}{\sum Iyi} \qquad y_T = \frac{\sum \text{Ixi} * \text{Yi}}{\sum Ixi}$$

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 rapportau

repère global choisi.

- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

• Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

• Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

• Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : $I_X=\frac{bh^3}{12}$ $I_Y=\frac{hb^3}{12}$
- Pour les voiles : $I_X=\frac{Le^3}{12}$ $I_Y=\frac{eL^3}{12}$

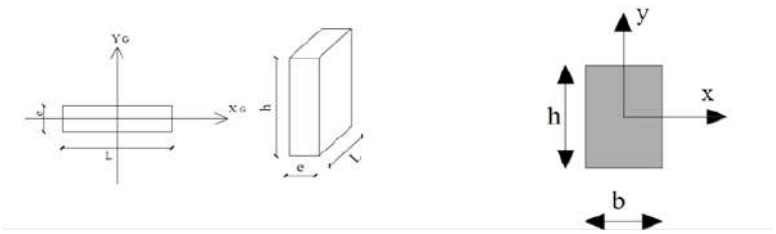


Fig.V.2. dimension des voiles et poteaux.

- pour les voiles avec ouvertures :

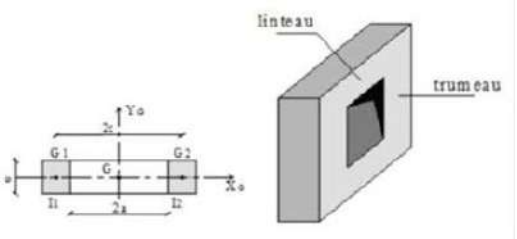


Fig.V.3. dimension des voiles avec ouvertures.

- Pour les poteaux circulaires :

$$I_G=\frac{\pi D^4}{32} \qquad I_x=I_y=\frac{\pi D^4}{64}$$

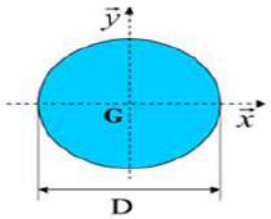


Fig.V.4. dimension des poteaux circulaires.

Tab .V.2. Calcule de centre de torsion

Etage	$\sum Ix_i$	$\sum Iy_i$	$\sum Iy_i.X_i$	$\sum Ix_i.Y_i$	X_T	Y_T
5ème	0.2638396	0.2638396	5.28941353	3.2695827	20.047	12.39
4ème	0.0603396	0.0603396	1.14855728	0.7739327	19.034	12.82
3ème	0.0603396	0.0603396	1.14855728	0.7739327	19.034	12.82
2ème	0.0927991	0.0927991	1.81054438	1.17211622	19.51	12.63
1er	0.0927991	0.0927991	1.81054438	1.17211622	19.51	12.63
RDC	0.140499	0.140499	2.78047823	1.7588304	19.72	15.518

V.5.2.Excentricité :

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

- **Dimensions du bâtiment :**

- Longueur du bâtiment =39,05m
- Largeur du bâtiment =31,35m
- Hauteur de RDC =4,08 m
- Hauteur d'étage =4,08 m

V.5.3.Excentricité théorique (statique):

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

$e_x = |X_T\text{-}X_G|$ $e_y = |Y_T\text{-}Y_G|$

Tab .V.3. Calcule d'excentricité

Etage	X_G	X_I	Ex Théo (m)	Y_G	Y_I	Ey Théo (m)
5ème	16.805	20.047	3.242	15.42	12.39	3.03
4ème	16.806	19.034	2.228	15.414	12.82	2.594
3ème	16.806	19.034	2.228	15.414	12.82	2.594
2ème	16.808	19.51	2.702	15.411	12.63	2.781
1er	16.808	19.51	2.702	15.411	12.63	2.781
RDC	16.81	19.72	2.91	15.40	15.518	0.118

V.5.4.Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit êtreprise 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 :

Tab .V.4. Calcule d'excentricité

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
24.48	39.05	31.35	1.9525	1.5675
20.4	39.05	31.35	1.9525	1.5675
16.32	39.05	31.35	1.9525	1.5675
12.24	39.05	31.35	1.9525	1.5675
8.16	39.05	31.35	1.9525	1.5675
4.08	39.05	31.35	1.9525	1.5675

V.5.5. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricitéthéorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doitêtre appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

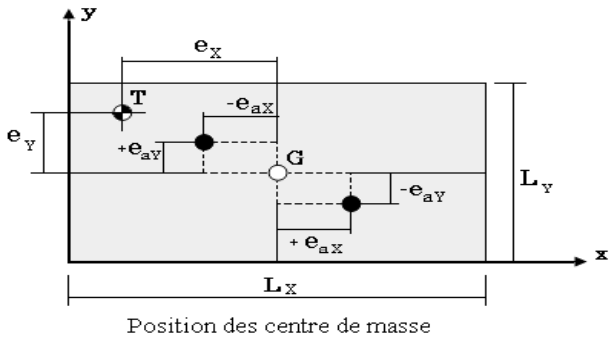


Fig.V.5.position de centre de masse

Tab .V.5. Calcule d'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$ (cm)	$E_{x\ ACC}$ (cm)	$E_{x\ Théo}+E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$ (cm)	$E_{y\ ACC}$ (cm)	$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$
24.48	1.9525	3.242	5.194	1.5675	3.03	4.597
20.4	1.9525	2.228	4.180	1.5675	2.594	4.161
16.32	1.9525	2.228	4.180	1.5675	2.594	4.161
12.24	1.9525	2.702	4.654	1.5675	2.781	4.348
8.16	1.9525	2.702	4.654	1.5675	2.781	4.348
4.08	1.9525	2.91	4.8623	1.5675	0.118	1.685

V.6.Disposition des voiles :

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

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

Etat équilibre

V.6.1.Vérification de l'excentricité › RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] :

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

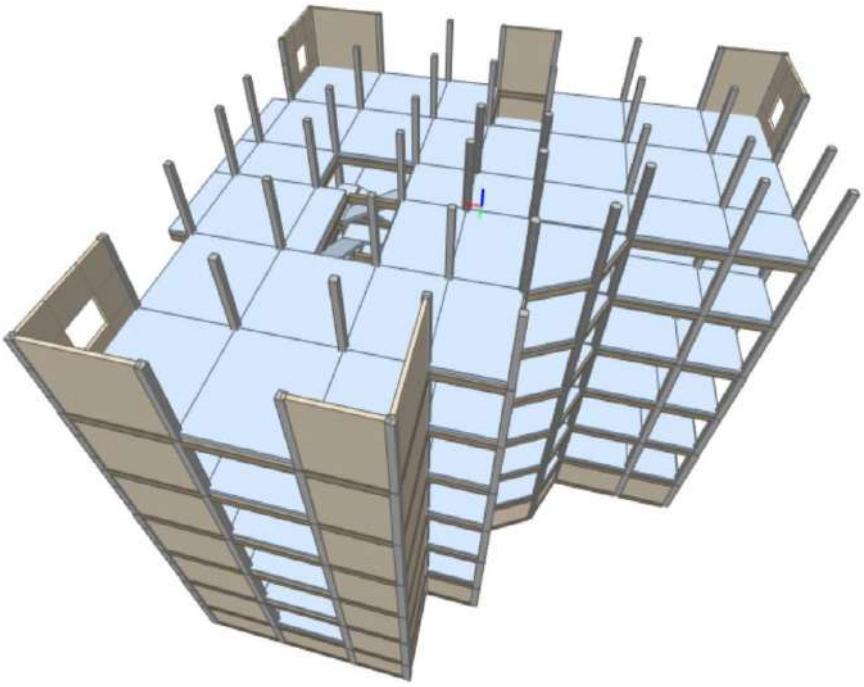


Fig.V.6. disposition des voiles.

V.6.2.Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 33.65 m

Largeur du bâtiment = 30.90 m

V.6.3.Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 5.05 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 4.64 m

V.6.4.Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriquesqui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer au préalable à fin d'équilibrer la structure sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

Ces deux centres doivent être proches l'un de l'autre afin d'éviter la rotation lorsque lastructure est soumise au séisme et cela afin de permettent un libre déplacement dans les deux sens.

$$\begin{cases} XG = \frac{\sum Wi*Ki}{\sum Wi} \\ YG = \frac{\sum Wi*Fi}{\sum Wi} \end{cases}$$

V.6.5.Centre de Masse & Centre de Rigidité dans l'équilibre :

Tab .V.6. Calcule de centre de masse et rigidité

Niveaux		Poids et centre de			Rigidités et centre de Rigidité			
Diaphragme	**Niveau**	**Poids**	**X_G**	**Y_G**	**$\sum k_x$ (N/m)**	**$\sum$ ky (N/m)**	**X_R**	**Y_R**
G_ DIAPH_	3.06	8973.535	19.404	13.301	1.032E+005	1.085E+005	13.326	11.735
F_ DIAPH_	7.14	8432.955	19.686	13.463	1.032E+005	1.085E+005	17.268	13.099
E_ DIAPH_	11.22	8316.143	19.736	13.506	1.032E+005	1.085E+005	17.949	13.457
D_ DIAPH_	15.30	8247.124	19.744	13.505	1.032E+005	1.085E+005	18.281	13.640
C_ DIAPH_	19.38	8177.708	19.753	13.506	1.032E+005	1.085E+005	18.488	13.753
B_ DIAPH_	23.46	8069.060	19.748	13.475	1.032E+005	1.085E+005	18.631	13.832
A_ DIAPH_	27.54	7542.839	19.520	13.059	1.032E+005	1.085E+005	18.725	13.889

V.6.6. Excentricité théorique (statique) :

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

Tab .V.7. Calcule d'excentricité

Excentricité théorique				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = $\lvert X_R-X_G \rvert$ (m)**	**Ey = $\lvert Y_R-Y_G \rvert$ (m)**	
G_ DIAPH_ 3.06	3.06	6.078	1.566	✔
F_ DIAPH_ 7.14	7.14	2.418	0.364	✔
E_ DIAPH_ 11.22	11.22	1.787	0.049	✔
D_ DIAPH_ 15.30	15.30	1.463	0.135	✔
C_ DIAPH_ 19.38	19.38	1.265	0.247	✔
B_ DIAPH_ 23.46	23.46	1.117	0.357	✔
A_ DIAPH_ 27.54	27.54	0.795	0.830	✔

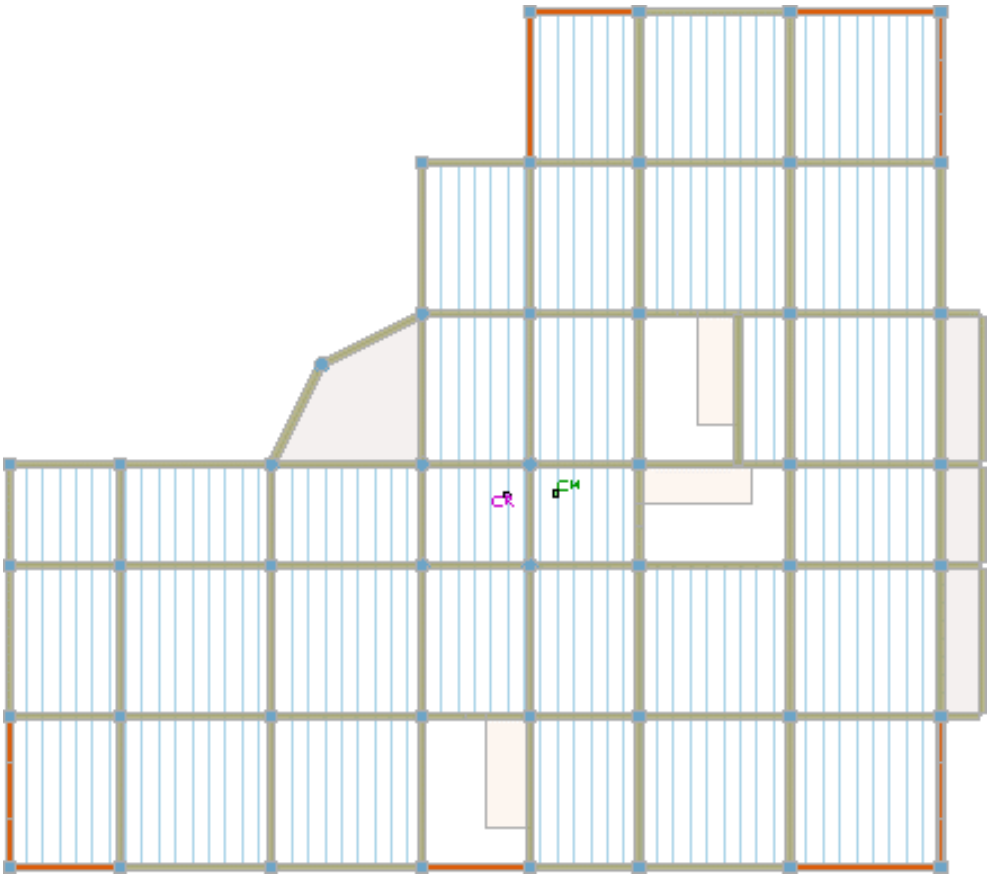


Fig.V.7. Position du centre de masse et centre de rigidité.

V.7. METHODES DE CALCULS

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

V.7.1.Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupes

Zone II : • groupe d'usage 3

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.7.2.Conditions d'application de la méthodes dynamiques

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

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.7.3.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Méthode dynamique modale spectrale :

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

Modalisation : Le modèle choisi dans la modélisation sur le « sap2000version 2024 » est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

V.7.4.La méthode d'analyse modale spectrale

Spectre de réponse de calcul : L'action sismique est représentée par le spectre de réponse suivant les deux directions.

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité η : facteur de correction d'amortissement.

V.7.5.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 [2]

Classification des zones sismiques : Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

Classification de l'ouvrage selon son importance : Le bâtiment étudié à usage administratif selon l'article 3.2 de RPA 99/ version2003, le bâtiment est dans le groupe 2

Détermination des coefficients

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 1.25A\left(2.5\eta\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 1.25A\left(2.5\eta\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3\,s \\ 1.25A\left(2.5\eta\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3\,s \end{cases}$$

Coefficient d'accélération

Groupe d'usage : 2
Zone sismique : III
} A=0,25

Notre bâtiment est implanté à la Wilaya de TIPAZA et Groupe de communes A donc : zone séismique III, Et rappelons que selon l'usage notre bâtiment est dans le Groupe 2 donc le coefficient d'accélération est

$$\mathbf{A = 0.25}$$

Facteur de correction d'amortissement η : $\eta = \sqrt{(7/(2+\xi)} \geq 0.7$ η=0,88

ξ : pourcentage d'amortissement critique

Étant donné que notre portique en béton armé et le remplissage dense d'après RPA 99/ version2003 [2] on prend $\xi = 7\%$

Facteur de qualité Q : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

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

Tab .V.8.détermination du facteur de qualité Q

		Pq		
Critère 'q'	observé	N/ observé	Qx	Qy
1.condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. redondance en plan	0	0.05	0	0
3. régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			0,10	0,10

$Q_X = 1 + 0{,}05 = 1{,}10$; $Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1{,}10$

Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2

Catégorie S_2 ⟶ Site ferme $\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.40\ s \end{cases}$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie du site est attribué dans le tableau 4.7 de RPA 99/ version2003 [2].

Coefficient de comportement de la structure R :

Le coefficient de comportement de la structure R est en fonction du système de contreventement.

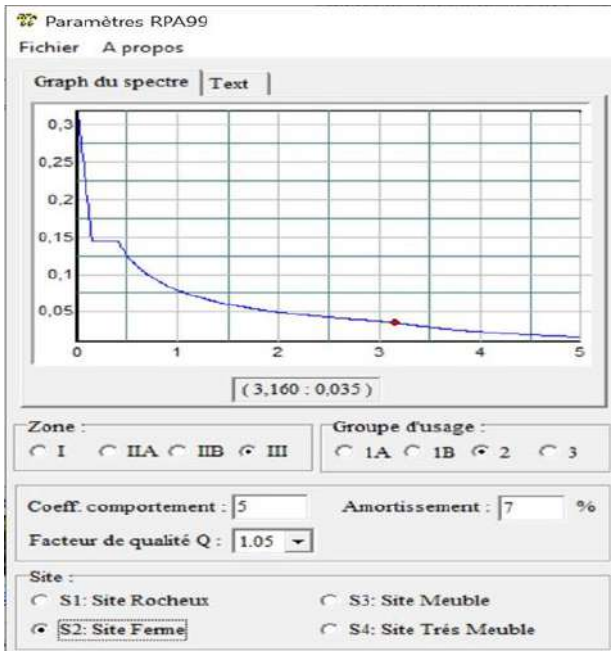


Fig.V.8. La courbe de spectre de réponse

Analyses modales du modèle

A. Estimation de la période fondamentale de la structure article 4.2.4 [2]

Formule 1 $T = C_T h_N^{3/4}$ **:**

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.3 de RPA 99/ version2003 [2] suivent :

Tab .V.9. Valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	CT
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.05

Dans mon cas : C_T=0,050 h_N=24,84 m

Formule 2 : $T = {0.09h_N}/{\sqrt{D}}$

D= 2,5 η D_X=D_Y =2,205s

la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$L_{X=}$ 39,05 L_Y=31,35

Après les deux précédentes

$$T = \min \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = {0.09h_N}/{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Donc T_X=0,35s T_Y=0,39s

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

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

V.7.6.coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique .Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=3,5).

Justification du coefficient de comportement R › RPA version 2003 [Art 3.5] :

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé >> R = 3,5

Sens X :

Tab .V.10. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz / Portiques (kN)	Nz / Voiles (kN)	Ti x (kN)	Tx / Portiques (kN)	Tx / Voiles (kN)
A_ DIAPH_	11148.673	9109.729	2038.944	2520.773	649.520	1871.253
B_ DIAPH_	24278.154	20263.875	4014.279	3648.477	812.065	2836.412
C_ DIAPH_	37636.773	31528.974	6107.799	4841.802	822.815	4018.987
D_ DIAPH_	51411.904	43678.736	7733.168	5844.742	969.935	4874.807
E_ DIAPH_	65132.672	55474.454	9658.218	6665.106	914.541	5750.565
F_ DIAPH_	79441.304	68751.932	10689.372	7291.601	1077.103	6214.498
G_ DIAPH_	86753.943	63318.481	23435.462	7939.159	92.549	7846.610

Valeurs en pourcentage :

Tab .V.11. Choix du coefficient de comportement suivant X en %

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz / Portiques (%)	Nz / Voiles (%)	Ti x (%)	Tx / Portiques (%)	Tx / Voiles (%)
A_ DIAPH_	100	81.711	22.603	100	0,000	100
B_ DIAPH_	100	83.465	23,566	100	0,000	100
C_ DIAPH_	100	83.772	24.098	100	0,000	100
D_ DIAPH_	100	84.958	22,609	100	0,000	100
E_ DIAPH_	100	85.171	22.323	100	0,000	100
F_ DIAPH_	100	86.544	21,898	100	0,000	100
G_ DIAPH_	100	72.986	21.527	100	0,000	100

Sens Y :

Tab .V.12. Justification du coefficient de comportement R suivant Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz / Portiques (kN)	Nz / Voiles (kN)	Ti y (kN)	Ty / Portiques (kN)	Ty / Voiles (kN)
A_ DIAPH_	7682.097	6689.998	992.099	2184.795	0.000	2184.795
B_ DIAPH_	16871.198	14795.111	2076.087	3159.227	0.000	3159.227
C_ DIAPH_ 19.38	26128.881	23016.423	3112.458	4280.068	0.000	4280.068
D_ DIAPH_	35891.769	31879.944	4011.825	5218.529	0.000	5218.529
E_ DIAPH_	45427.899	40492.213	4935.686	5999.227	0.000	5999.227
F_ DIAPH_	55901.535	50159.738	5741.797	6548.971	0.000	6548.971
G_ DIAPH_	60397.160	46422.481	13974.679	7256.558	0.000	7256.558

Valeurs en pourcentage :

Tab .V.13. Choix du coefficient de comportement suivant Y en %

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	**Poids Nz (%)**	**Nz / Portiques (%)**	**Nz / Voiles (%)**	**Ti y (%)**	**Ty / Portiques (%)**	**Ty / Voiles (%)**
A_ DIAPH_	100	87.086	26.792	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	87.694	27.428	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_ 19.38	100	88.088	27.402	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	88.822	27.255	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_	100	89.135	27.008	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_	100	89.729	26.681	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_	100	76.862	26.443	100	0.000	100.000

V.8. Résultats et vérification de l'analyse dynamique :

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

Stabilité de la structure :

- Vérification du comportement modale de la structure.
- Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
- Vérification de la force sismique V à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérifications des déplacements inter-étage.
- Vérification de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments :

- Vérification du cisaillement des éléments.
- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

V.8.1.Vérification de comportement modal des trois premiers modes :

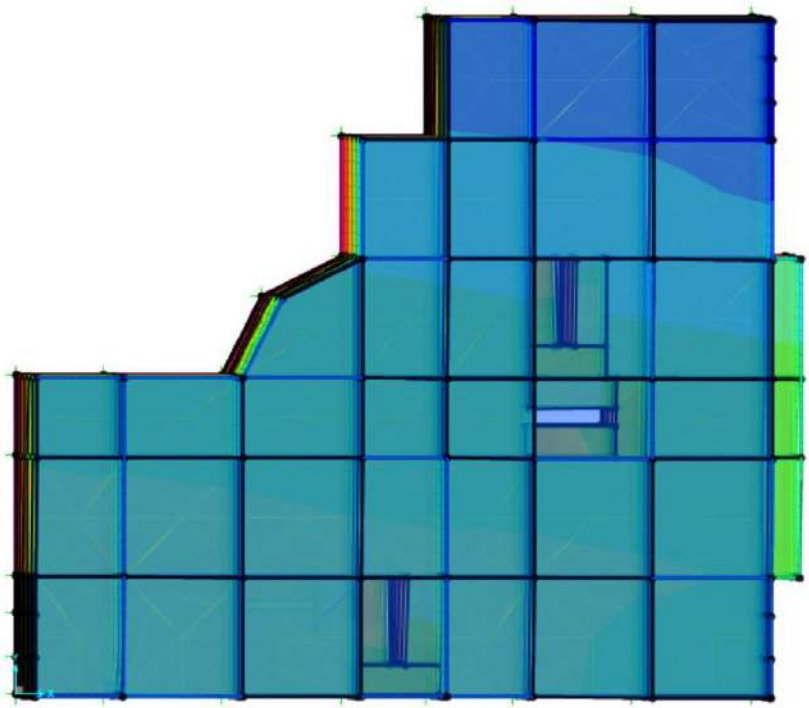


Fig.V.9. Mode 01 : Translation suivant l'axe x.

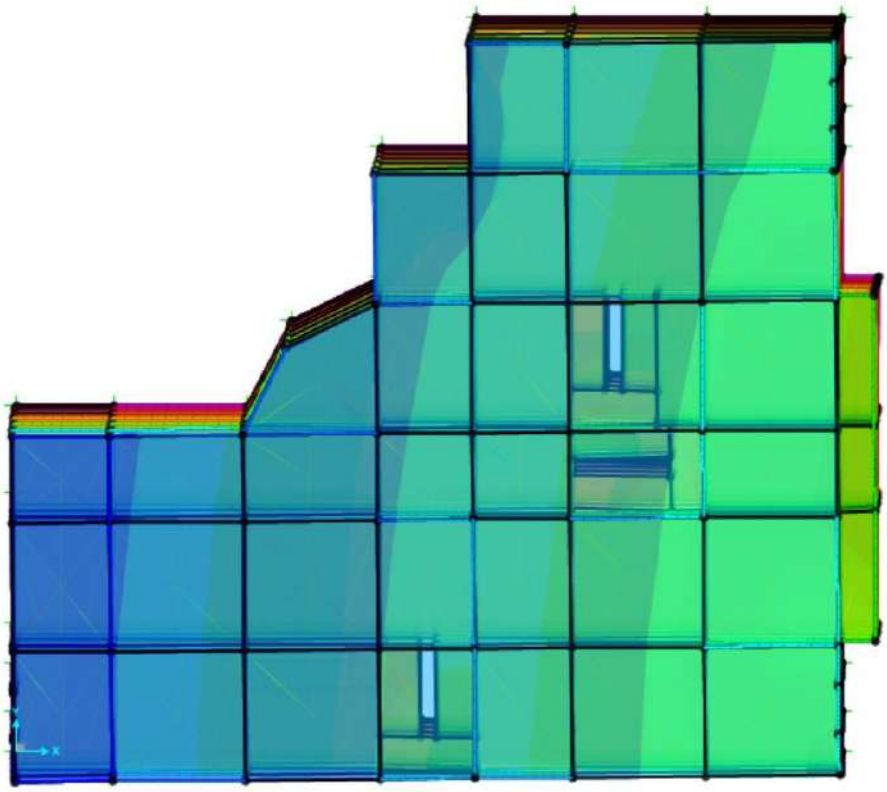


Fig.V.10. Mode 02 : Translation suivant l'axe y.

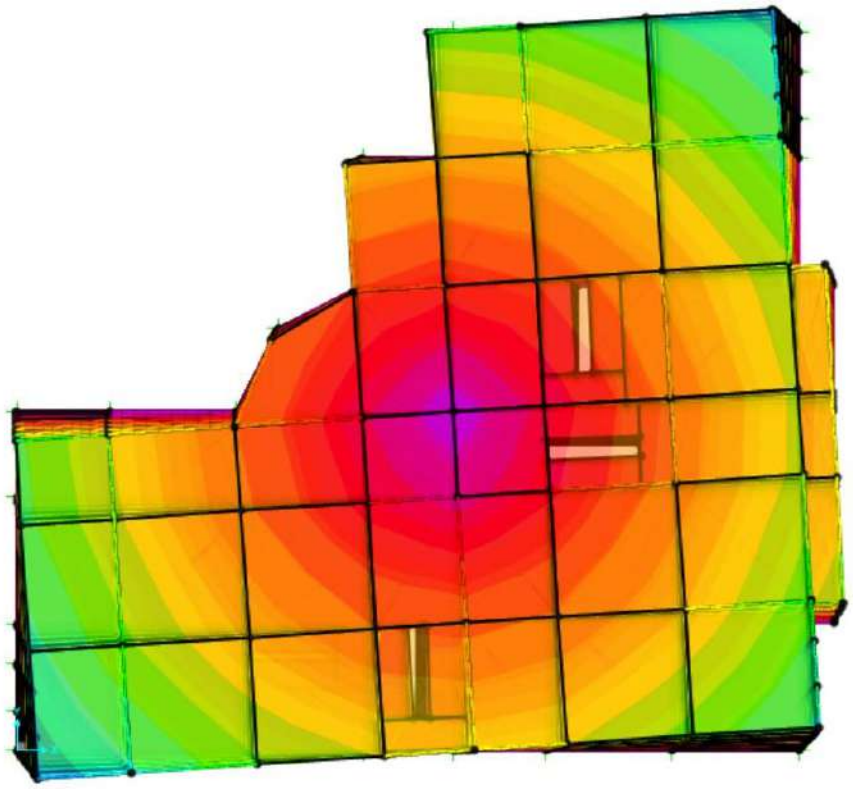


Fig.V.11. Mode 03 : Rotation autour de l'axe Z.

Tab .V.14. Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz	Commentaire
Mode 1	0.591	58%	3%	0,1%	Translation suivant l'axe X
Mode 2	0.562	3%	59%	0,5%	Translation suivant l'axe Y
Mode 3	0.343	0%	1%	61,1%	Rotation autour l'axe Z

V.8.2.Vérification de participation massique [Art 4.3.4.RPA99v2003] :

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% aumoins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tab .V.15. Coefficient de participation massique

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	**StepType**	**StepNum**	**Period**	**U_X**	**U_Y**	**SumU_X**	**SumU_Y**	**SumR_Z**
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,543821	58%	3%	58%	3%	0%
MODAL	Mode	2	0,520701	3%	59%	61%	62%	1%
MODAL	Mode	3	0,336887	0%	1%	61%	63%	61%
MODAL	Mode	61	0,042772	0%	2%	87%	90%	82%
MODAL	Mode	113	0,031217	0%	0%	90%	92%	88%
MODAL	Mode	149	0,027464	0%	0%	92%	93%	90%

V.8.3.Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]:

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

V.8.3.a. Calcul de la force sismique totale : [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

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

W=67538,22, A=0,25, Dy=2,205 Dx=2,205, Qx=Qy=1.05, R=3,5

$$V_{S.x} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 9772{,}991.$$

$$V_{S.y} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 9772{,}991.$$

Charges dynamiques

$E_{d.x} = f(spectre)_x \times W = 7808{,}682$
$E_{d.y} = f(spectre)_y \times W = 7798{,}435$

Verification

$$\frac{E_{d.x}}{V_{S.x}} = \mathbf{0{,}801}$$
$$\frac{E_{d.x}}{V_{S.x}} = \mathbf{0{,}802}$$

scale factor

$$\boldsymbol{S_x} = \frac{V_{S.x}}{E_{d.x}} \times \mathbf{0.8} = \boldsymbol{1{,}001}$$

$$\boldsymbol{S_y} = \frac{V_{S.y}}{E_{d.y}} \times \mathbf{0.8} = \mathbf{1{,}003}$$

Tab .V.16. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Ed (kN)	Ed /V	Ed/V ≥ 0.8
X	9772,991	7808,682	0,801	**Oui**
Y	9772,991	7798,435	0,801	**Oui**

V.8.4.Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

V.8.4.a.Le moment de renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de renversement est égal à :

M_{Rx} =hi .F_{iy}

M_{Ry} =hi .F_{ix}

Avec :

- ✓ F_{ix} ,F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- ✓ hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

V.8.4.b.Vérification :

On doit vérifier que

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

Tab .V.17. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	**CaseType**	**StepType**	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**	**GlobalMX**	**GlobalMY**	**GlobalMZ**
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EdX	LinRespSpec	Max	7808,682	710,705	84,652	13221,5588	151353,0909	127624,9676
EdY	LinRespSpec	Max	684,954	7798,435	60,136	149955,9586	13162,2002	166647,9789
G+bQ	Combination		-649,633	-324,816	67538,219	885572,4499	-1333835,23	4717,9562

885572,4499/149955,9586=5,905550257>1,5 cv.

-1333835,23/151353,0909=-8,81273862>1,5 cv.

Commentaire :

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

V.8.5. Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Suivant X, Y :

Tab. V.18.Vérification des déplacements inter-étage **suivant X, Y.**

niveau(m)	h etage (m)	δ(cm)	δr (cm)	δ inter-etage(cm)	δ adm(cm)	verification	ε	lεl	verification
27,54	4,08	1,950942	7,803768	1,557796	4,08	vérifier	2,672689	4	vérifier
23,46	4,08	1,561493	6,245972	1,56266	4,08	vérifier	2,681034	4	vérifier
19,38	4,08	1,170828	4,683312	1,510752	4,08	vérifier	2,591976	4	vérifier
15,3	4,08	0,79314	3,17256	1,357052	4,08	vérifier	2,328275	4	vérifier
11,22	4,08	0,453877	1,815508	1,086668	4,08	vérifier	1,864381	4	vérifier
7,14	4,08	0,18221	0,72884	0,66136	4,08	vérifier	1,134686	4	vérifier
3,06	3,06	0,01687	0,06748	0,06748	3,06	vérifier	0,154366	4	vérifier
0	0	0	0	0	0	vérifier	0	4	vérifier

Commentaire :

Les déplacements (**inter étage**) sont inférieurs aux déformations admissibles.

V.8.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA.V.2003.ART 5.9]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

- 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 ».

Tab .V.19. Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y

Diaphragm N°	Niveau (m)	Wi (kN)	Wi*hi	Edx (kN)	Edy (kN)
E_ DIAPH_ 27,54	27,54	7545,852	207812,764	7808,682	7798,435
D_ DIAPH_ 23,46	23,46	8071,7661	189363,633		
C_ DIAPH_ 19,38	19,38	8180,559	158539,233		
B_ DIAPH_ 15,3	15,3	8250,0138	126225,211		
A_ DIAPH_ 11,22	11,22	8318,88	93337,834		
A_ DIAPH_ 7,14	7,14	17412,2595	124323,533		
A_ DIAPH_ 3,06	3,06	8976,8367	27469,120		
			927071,328		

Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	θx	θy	SFx	Sfy
2571,129	2577,361	408	1,950942	1,950942	0,014	0,014	1,0	1,0
2342,870	2348,548	408	1,561493	1,561493	0,013	0,013	1,0	1,0
1961,500	1966,254	408	1,170828	1,170828	0,012	0,012	1,0	1,0
1561,700	1565,486	408	0,79314	0,79314	0,010	0,010	1,0	1,0
1154,807	1157,606	408	0,453877	0,453877	0,008	0,008	1,0	1,0
1538,172	1541,900	408	0,18221	0,18221	0,005	0,005	1,0	1,0
339,857	340,681	306	0,01687	0,01687	0,001	0,001	1,0	1,0

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate l'effet **P-Δ** est négligeable pour tous les directions.

V.8.7.Vérification de cisaillement des éléments :

Les poutres [Art A.5.1 CBA93] :

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

Tab .V.20. Vérification de cisaillement des poutres.

section	b(cm)	h(cm)	T(v2) (kN)	combinaison	situation	γb	position	τ (mpa)	τ adm (mpa)	verification
pp30x40	30	40	187,412	ELU	durable	1,5	intermediare	1,666	3,33	vérifier
ps30x35	30	40	126,021	ACC	accidentelle	1,15	rive	1,120	3,26	vérifier
ppalier	30	35	262,451	ACC	accidentelle	1,15	intermediare	2,692	4,35	vérifier
long30x30	30	35	28,946	ELU	durable	1,5	rive	0,297	2,50	vérifier

Commentaire :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 x f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 x f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

- Pour les charges horizontales on néglige les efforts tranchant dans les poteaux.
- Dans le cas de R=3.5 les voiles prennent 100% de charges horizontale (t), donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement.

V.8.8. Vérification des voiles

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu \text{ calculé}$$

$$\bar{\tau} = 0.2fc28$$

On doit vérifier :

	b(cm)	L(cm)	T (kN)	τ (mpa)	τ adm (mpa)	verification
suivant x	20	545	2047,867	2,088	5,00	vérifier
	20	545	392,6631	0,400	5,00	vérifier

V.8.8.Vérification de l'effort normal réduit : [Art 7.1.3.3]

Selon RPA version 2003, On entend par effort normal réduit, le rapport

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

- N_d: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_C : est l'aire (section brute) de cette dernière. $B_C = (a-2) \times (b-2)$
- f_{c28}: est la résistance caractéristique du béton.

Tab .V.21. Nouvelles section des poteaux.

section	b(cm)	h(cm)	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (MPA°	γ (mpa)		verification
pot 55x55	55	55	402,094	280900	G+Q+Edx	25	0,237	0,3	vérifier
pot 50x50	50	50	457,029	230400	G+Q+Edy	25	0,229	0,3	vérifier
pot 45x45	45	45	1397,041	230400	G+Q+Edy	25	0,243	0,3	vérifier
pot 40*40	40	40	294,295	230400	G+Q+Edy	25	0,221	0,3	vérifier
pot cr 55	0	55	1083,886	-9600	G+Q+Edy	25	0,213	0,3	vérifier

V.9. CONCLUSION

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, donc on a gardé pas notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre 06

Calcul des éléments résistants

VI.1. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles liés rigidement est capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000v24) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments et (ROBOT EXPERT 2010) pour le calcul de ferraillage.

VI.2. Combinaison des charges

- D'après l'article **B.6.1.2** du **CBA 93** on a les combinaisons suivantes :

  - l'ELU (1.35G+1.5Q) et l'ELS (G+Q)

- D'après l'article **5.2** du **RPA 99** version 2003 on a les combinaisons suivantes :

  - l'ACC (G+Q±E) et l'ACC (0.8G ± E)

VI.3. Ferraillage des poutres

VI.3.1. Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants. La section de ferraillage de la 1ère nappe est toujours supérieure ou égale à la section des chapeaux.

Tableau VI.1: Les données du calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b = 1.5	γ_s = 1.15	γ_b = 1.15	γ_s = 1
f_{c28} = 25 MPa	FeE 400	f_{c28} = 25 MPa	f_{c28} = 25 MPa
σ_{bc} = 14.2 MPa.	σ_s = 348 MPa	σ_{bc} = 18.48 MPa	σ_s = 400 MPa.

VI.3.2.Recommandation des règlements :

VI.3.2.1.Recommandations du R.P.A99v2003 :

- **Les armatures longitudinales [RPA] Art [7.5.2.1] :**

  Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.
- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par lesforces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.
- ✓ A Travée et appui $\geq A_{min}$ CBA et Amin RPA
- ✓ A Travée et appui $\leq A_{max}$ RPA

- **Les armatures transversales [RPA] Art [7.5.2.2] :**

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

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- ✓ St ≤ h/2 en Zone courante.
- ✓ St ≤min (h/4 ; 12ϕl) en zone nodale.

- **Recommandations du CBA93 :**

La section des armatures longitudinales est :

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

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_t \leq \min[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{[A.6.4.2 CBA93]}$$

Calcule et vérification de l'espacement :

St = min [0.9d; 40cm] …… [art A. 5.1.2.2 CBA93]

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

$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma(\tau_u.0,3.f_{tj}.K)}{0,9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)}$…… [art A. 5.1.2.3 CBA93]

Avec K=1, $\alpha=90^0$

VI.3.3. Ferraillage des poutres principales et des poutres secondaires

Tableau VI.2. Ferraillage longitudinal des poutres.

Section	Positon	M_u (KN.m)	Comb	$A_{1calculé}$ (cm^2)	$A_{1choisie}$ (cm^2)	$A_{2calculé}$ (cm^2)	$A_{2choisie}$ (cm^2)
PP (30X40)	Travée	134,33	G+Q+Edx	6.82	3HA14+2ch HA14=7.69	0.00	3HA14=4.62
	Appui	-89,76	G+Q+Edx	0.00	3HA14 =4.62	7.77	3HA14+3ch HA14=10.78
PS (30X40)	Appui (+)	42.59	G+Q+Edy	3.97	3HA12+4ch HA12=7.92	0.00	3HA12=3.39
	Appui (-)	-91.41	G+Q+Edy	0.00	3HA12=3.39	7.69	3HA12+3ch HA12=7.92

VI.3.4. Vérification selon RPA2003 et CBA93

Tableau VI.3. Armatures choisies et vérification selon RPA2003 et CBA93

Poutres	*Niveau*	*Position*	*A adoptée* (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{min}RPA (cm^2)	*Obs*
PP (30x40)	***Etages***	*Travée*	7.69	*1,20*	6.00	***Vérifiée***
		Appui	4.62		6.00	***Vérifiée***
PS (30x30)	***Etages***	*Travée*	7.92	*1.20*	5.25	***Vérifiée***
		Appui	7.69		6.00	***Vérifiée***

VI.3.5. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

Les contraintes sont calculées à l'E.L.S sous M_{ser} :

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

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \qquad \overline{\sigma_b} = 15$$

On doit vérifier que :

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

- **Acier** : Dans notre cas, la fissuration est non préjudiciable, on va étudier les cas les plus défavorables (poutres intermédiaires.)

Tableau VI.4. Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Poutres	*Niveau*	*Position*	M_{ser} *(KN.m)*	*comb*	$A_{adoptée}$ *(cm^2)*	σ_b *(MPa)*	*Obs*
PP (30X40)	***Etages***	Travée	128,131	ELS	7,59	9,70	**Vérifiée**
		Appui	-90,65	ELS	10,99	7.15	**Vérifiée**
PS (30x40)	***Etages***	Travée	80,5	ELS	8,45	8,56	**Vérifiée**
		Appui	-116,8	ELS	12,9	10,57	**Vérifiée**

VI.3.6. Calcul des armatures transversales et leur espacement

Les armatures transversales ainsi que leur espacement sont calculés à partir des formules suivantes :

$At\ min \geq 0.003 \times b \times St$

$S\ zn \leq Min\ (h4\ ;\ 12\phi\ ;\ 30cm)\ Zone\ nodale$

$Szc \leq h/2\ zone\ courante$

Tableau VI.5. Armatures transversales et leur espacement.

		CBA 93		*RPA 99*			$S_{t\ adopté}$ *(cm)*		
Section	τ_u *(Mpa*	S_t *(cm)*	A_t *(cm^2*	***S (ZN) (cm)***	***S'(ZC) (cm)***	***At (cm^2***	***S (ZN) (cm)***	***S'(ZC) (cm)***	$A_{t\ choisie}$ *(cm^2)*
PP (30x40)	*0.50*	*2,5*	*4.35*	*10*	*15*	*10*	*15*	*0.26*	*3HA8*
PS (30x40)	*1.08*	*2.5*	*10*	*15*	*10*	*20*	*0.132*	*1.08*	*3HA8*

VI.3.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

Tableau VI.6. Vérification des contraintes de cisaillement

Poutres	***Niveau***	***Vu (KN)***	***Comb***	τ_u*(Mpa)*	τ_u *(Mpa)*	***Obs***
PP (30x40)	***Etages***	*52,51*	*ELU*	*0.50*	*4,6*	***Vérifiée***
PS (30x40)	***Etages***	*60,77*	*ACC*	*0.44*	*6.79*	***Vérifiée***

VI.3.8.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées reprend aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K.M_0$ $(0.75 \leq K \leq 0.85)$

Tableau VI.7. Vérification des flèches.

Section	*M(KN.m)*	*L (cm)*	*A_{S1} (cm^2)*	*A_{S2} (cm^2)*	*F calculée (mm)*	*F admissible (mm)*	*Obs*
PP (30×40)	70.02	-92.1	-90.65	3	7.69	4.62	***Vérifiée***
PS (30x40)	*87.78*	42.59	-51.9	-53.18	4.8	7.92	***Vérifiée***

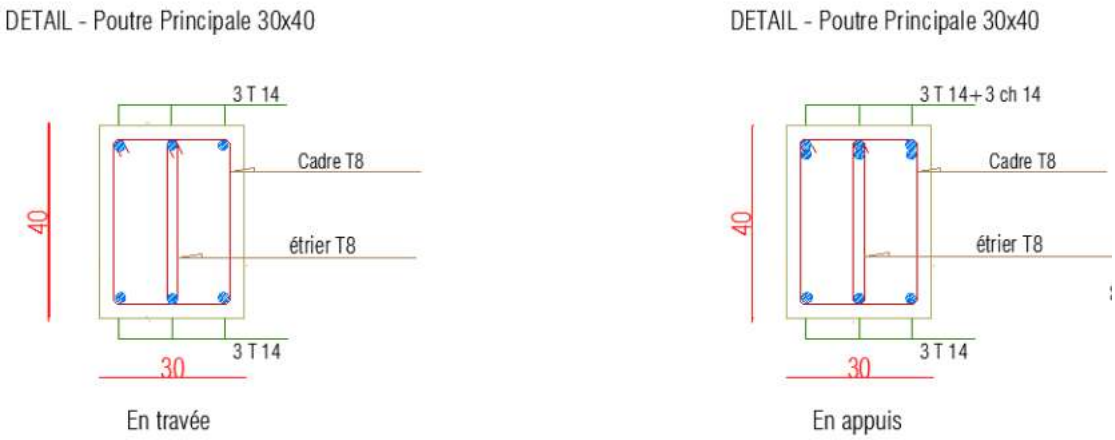


Fig. VI.1. Dessin de ferraillage des poutres principales.

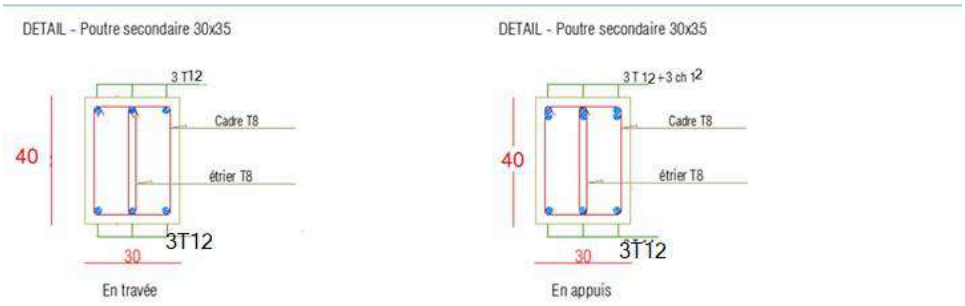


Fig.VI.2. Dessin de ferraillage des poutres secondaires

VI.4. Ferraillage des poteaux :

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

- Calcul de ferraillage à l'ELU ou l'ACC
- Section minimales et maximales selon RPA2003 Art 7.5.2.1 **:**

  $0.9\% \leq \frac{Al}{b*h} \leq 3\%$ (zone courante)

Le diamètre minimum est de 12 mm.

- Section minimales et maximales selon CBA93

  Art .B.6.4:Section tendu At_{min}= 0.1%. b.h(cm^2).

La longueur minimale de recouvrement40 Ø Max en zone I,

- IIa50 Ø Max en zone IIb, III
- Matériaux **:**

Béton : F_{c28}=25 (MPa) Résistance du béton a 28 jours.

Acier : F_e=400 (MPa) Résistance de l'acier

- Zone sismique : zone III

VI.4. 1.Détermination des armatures longitudinales

Calcul les armatures longitudinales à l'ELU

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les 3 cas extrêmes suivant :

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

On va récapituler tous les résultats de calcul dans tous les poteaux dans le tableau suivant :

Tab VI.9. La section d'armatures des poteaux

Niveau	Poteau	Cas	N (KN)	$M_{x\,corr}$ (Kn.m)	$M_{x\,corr}$ (Kn.m)	Ax	Ay	A choisie (cm^2)
sous sol	55x55	Nmax->Mcorr	1614.14	1.699	0.49	4.5	2.7	4HA16+ 8HA14 =18.45
		Mmax ->Ncorr	220.42	-0.231	-21.272	4.5	2.7	
		Nmin ->Mcorr	104.68	0.267	-4.210	4.5	2.7	
RDC	55x55	Nmax ->Mcorr	1365.76	4.28	1.74	4.5	2.7	4HA16+ 8HA14 =18.45
		Mmax ->Ncorr	860.73	-2.903	-31.23	4.5	2.7	
		Nmin ->Mcorr	639.48	-25.10	-9.15	4.5	2.7	
1ere	45x45	Nmax ->Mcorr	1104.765	-0.674	1.510	4	2.4	4HA14 8HA12 15.21
		Mmax ->Ncorr	691.045	-4.160	-25.97	4	2.4	
		Nmin ->Mcorr	491.363	0.083	1.445	4	2.4	
2eme	45x45	Nmax ->Mcorr	868.204	1.845	2.100	4	2.4	4HA14+ 8HA12 =15.21
		Mmax ->Ncorr	528.126	-7.283	-31.518	4	24	
		Nmin ->Mcorr	313.645	3488	-1.06	4	2.4	
3eme	40x40	Nmax ->Mcorr	637.80	-3.192	1.123	3.5	2.1	12HA12 =13.57
		Mmax ->Ncorr	375.479	-6.58	-23.16	3.5	2.1	
		Nmin ->Mcorr	148.925	2.21	-1.805	3.5	2.1	
4eme	40x40	Nmax ->Mcorr	417.893	4.93	1.24	3.5	2.1	12HA12 =13.57
		Mmax ->Ncorr	243.853	7.49	24.71	3.5	2.1	
		Nmin ->Mcorr	160.92	13.53	20.24	3.5	2.1	
5eme	40x40	Nmax ->Mcorr	204.12	6.27	0.92	3.5	2.1	12HA12 =13.57
		Mmax ->Ncorr	134.68	18.18	41.47	3.5	2.1	
		Nmin ->Mcorr	48.77	19.12	-18.09	3.5	2.1	
Poteau circulaire		Nmax ->Mcorr	1129.775	5.117	0.512	6.91		12HA16 =24.13
		Mmax ->Ncorr	197.706	7.48	16.73	6.91		
		Nmin ->Mcorr	197.706	7.48	16.73	6.91		

Tab. VI.10. Armature choisie et vérification selon le RPA99 V2003

Poteau	A	A_{min}	Vérification
55*55	4HA16+8HA14=18.45	18.22	Oui
50*50	4HA14+8HA12=15.21	14.40	Oui
40*40	12HA12=13.57	11.025	Oui
Poteau circulaire	12HA16=24.13	21.38	Oui

Tab. VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau	Poteau	Cas	N (KN)	M_{xcorr} (Kn.m)	M_{ycorr} Kn.m	type fissure	σ_b (MPa	σ_s (MPa	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	$\overline{\sigma_s}$ (MPa	$\sigma_i \leq \overline{\sigma_7}$
Sous-sol+ RDC	55*55	Nmax->Mcorr	986.4	0.906	1.12	preju	3.38	48.49	15	201.63	Oui
		Mmax ->Ncorr	628.67	-2.12	-22.51	nn preju	4.06	/	15	/	Oui
		Nmin ->Mcorr	469.14	-6.60	-18.33	preju	4.39	/	15	/	Oui
1ier +2éme	50*50	Nmax->Mcorr	801.33	-0.481	1.097	nn preju	2.23	/	15	/	Oui
		Mmax ->Ncorr	504.74	-3.048	-18.70	preju	4.45	/	15	/	Oui
		Nmin ->Mcorr	357.82	1.832	1.021	preju	4.54	/	15	/	Oui
3éme+4éme+5éme	40*40	Nmax->Mcorr	145.93	4.53	0.67	nn preju	1.68	/	15	/	Oui
		Mmax ->Ncorr	98.50	13.20	30.11	preju	5.19	162.92	15	201.63	Oui
		Nmin ->Mcorr	35.85	13.96	13.19	preju	5.88	56.27	15	201.63	Oui
Poteau circulaire		Nmax->Mcorr	821.65	3.70	-0.37	preju	3.2	47.44	15	201.6	Oui
		Mmax ->Ncorr	144.65	5.44	2.18	preju	1.2	15	15	/	Oui
		Nmin ->Mcorr	144.65	5.44	2.18	preju	1.2	/	15	/	Oui

VI.4. 2.Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_{a.}S_t.T_u}{h_I.f_e}$$

Tu: Effort tranchant.

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

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & Si\ \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & Si\ \lambda_g \geq 5 \end{cases} \qquad \lambda_g = \frac{l_f}{i}$$

S_t: est l'espacement des armatures transversales

$$s_t = \begin{cases} 10\ cm \\ \min[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset] \end{cases}$$

$\emptyset$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \quad \text{Si} \quad \lambda_g > 5$$

$$0.8\% \leq \frac{A_t}{tb_1} \quad \text{Si} \quad \lambda_g \leq 3$$

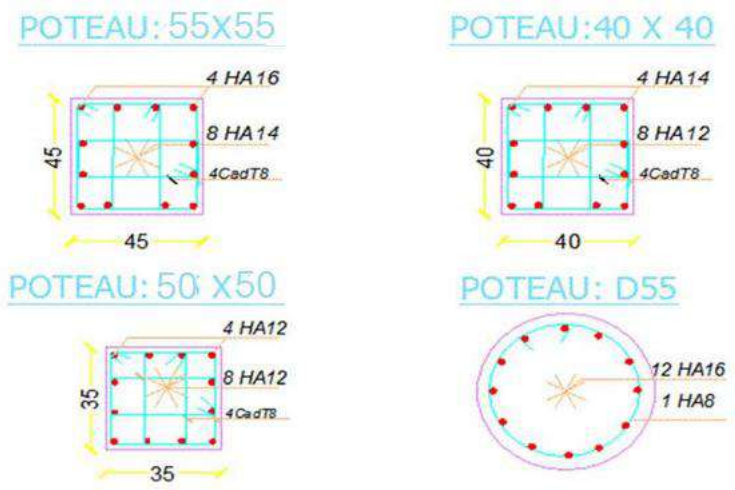


Fig. VI.3. Ferraillage des poteaux.

Tab. VI.12. La section d'armatures transversales des poteaux.

Etage	Section	Zone	t (cm)	$A_{tch}(cm^2)$
Sous-sol+ RDC	55*55	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
1ier +2éme	50x50	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
3éme+4éme+5éme	40x40	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
Poteaux circulaires	55x55	Nodale	10	1Ø8 = 0.5
		Courante	15	1Ø8 = 0.5

VI.5. Ferraillage des voiles

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

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

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

•Section minimales et maximales :

$Av = 0.2\%Bt$ B_t: La section horizontale tendue de voile.[RPA-Art7.7.4.1]

$Av = 0.15\%B$ B: La section globale de voile. [RPA-Art7.7.4.3]

$Av = 0.1\%Bc$ Bc: La section horizontale courante.

VI.5.1. Les voiles pleins :

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on doit disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

VI.5.2. Voiles avec files d'ouvertures :

VI.5.2.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul a été mené à l'état limite ultime.

VI.5.2.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on doit disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- Des aciers transversaux " A_t".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- Des aciers diagonaux Ad

Tab. VI.13 : les données de calcule.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1{,}5$	$\gamma_s = 1{,}15$	$\gamma_b = 1{,}15$	$\gamma_s = 1$
$\sigma_b = 25$ Mpa	FeE 400	$\sigma_b = 25$ Mpa	FeE 400
$\sigma_b = 14{,}2$Mpa	$\bar{\sigma}_s = 348$ Mpa	$\sigma_b = 18.48$Mpa	$\bar{\bar{\sigma}}_s = 400$ Mpa

VI.5.3. Recommandations des règlements :

VI.5.3.1. Recommandation du RPA99v2003

- **Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] :**

  Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de reprendre l'effort tranchant " V ".

- **Calcule et vérification de l'espacement :**

  L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$Sh \leq min\,[1.5\ a\ ;\ 30cm]$$

a = l'épaisseur du voile

- **Armatures transversales :**

Ce sont des armatures de FeE 400 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

VI.5.3.2. Recommandation du CBA93

- **Armatures verticales**

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- **Calcul et vérification de l'espacement :**

St = min [0.9d; 40cm] ……. [art A. 5.1.2.2 CBA93]

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

$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma(\tau_u.0,3.f_{tj}.K)}{0,9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)}$…… [art A. 5.1.2.3 CBA93]

- **Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :**

La contrainte limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}$$

$\tau_b = \frac{V}{b.d} \Longrightarrow$ V = 1.4Vu calculé

$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$.

Avec :

τ : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h : section d'armatures horizontales.

d= 0.9 h : hauteur utile.

- **VI .5.3.3. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :**

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisonspossibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) nedevrait pas dépasser

$$\varphi_v, \varphi_h \leq \frac{1}{10} . a$$

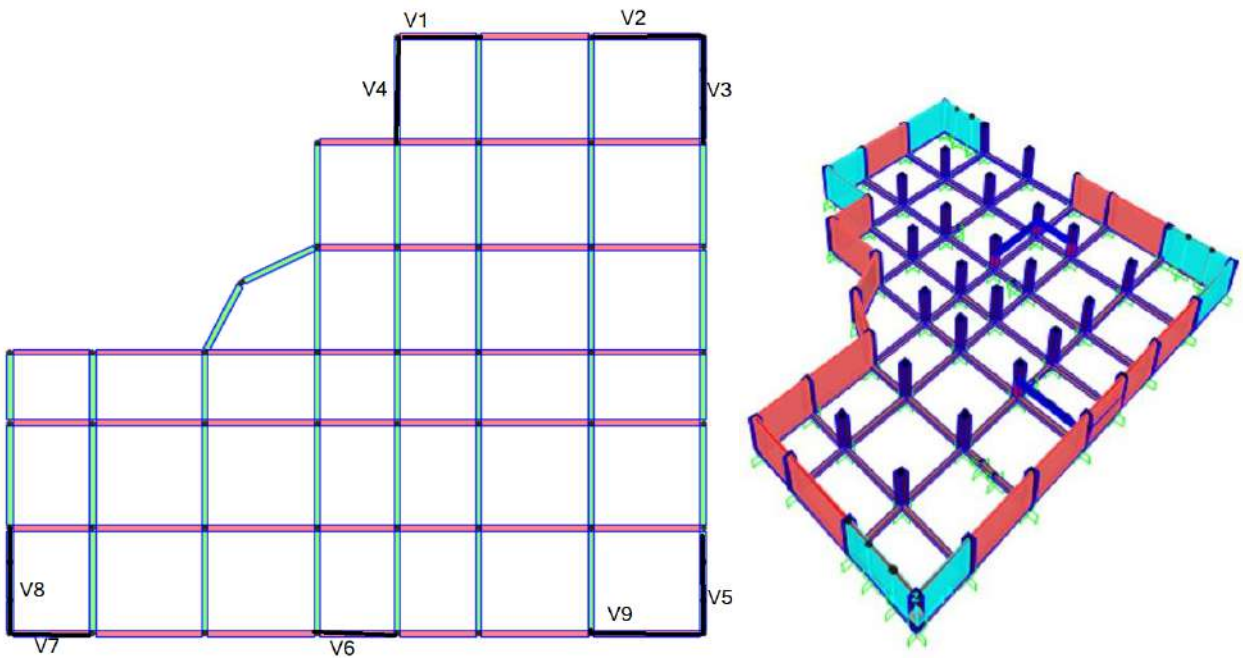


Figure. VI.4. Disposition des voiles pleins et voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins sera calculé en flexion composée.

✓ Les trumeaux

- **Les armatures verticales**

Tab. VI.14. Calcul les armatures verticales

Voile	L [m]	Combinaison	N_Z [KN]	M_{max} [KN.m]	A_1 [cm²]	A_2 [cm²]	A_{min} (CBA)	A_{min} (RPA)	A [cm²](L/10)
Sens X	5,45	G+Q+Edx	2614.47	4892.45	15.40	15.40	2.95	13.5	2(4HA16)=16.06
	5,45	G+Q+Edx	3452.2	4548.44	14.80	14.80	2.9	12.93	2(4HA16)= 16.06
SensY	5,45	G+Q+Edy	1510.44	-4216.19	15.03	15.03	2.475	12.56	2(4HA16)= 16.08
	3,96	G+Q+Edy	1915.99	-4691.94	15.40	15.40	2.82	13.5	2(4HA16)=16.08
	5,45	G+Q+Edy	2368.70	-5516.98	17.60	17.60	3.25	15.56	2(5HA16)=20.11

TabVI.15. Vérification des armatures à ELS des voiles

Voile	L [m]	N_Z [KN]	M_{max} [KN.m]	σ_b [cm²]	$\bar{\sigma}_b$ [cm²]	Vérification
Sens X	5,45	2614.47	4892.45	15.40	15.40	Vérifie
	5,45	3452.2	4548.44	14.80	14.80	vérifie
SensY	5,45	1510.44	-4216.19	15.03	15.03	vérifie
	3,96	1915.99	-4691.94	15.40	15.40	Vérifie
	5,45	2368.70	-5516.98	17.60	17.60	Vérifie

- **Les armateurs horizontaux**

Tab. VI.16. Calcul les armateurs horizontaux

voile	L [m]	N_Z [KN]	T [KN]	τ_u [MPA]	$\bar{\tau}_u$ [MPA]	K	St [cm]	At [cm²]
Sens x	5,45	2614.47	1241.37	1.98	5	1.87	10	2(37HA10) =29.06
	5,45	3452.2	1314.80	2.10	5	2.20	10	2(37HA10) =29.06
Sens Y	5,45	1510.44	1224.92	1.85	5	1.54	10	2(37HA10) =29.06
	3,96	1915.99	1108.60	1.80	5	1.12	10	2(37HA10) =29.06
	5,45	2368.70	1492.90	0.96	5	1.63	10	2(37HA10) =29.06

- **Les linteaux**

$$AD = \frac{V}{2\sin\alpha . fe}$$

Avec : $tg\alpha = \frac{h-2d}{L}$

✓ Ferraillage des linteaux :

Tab.VI .17. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	V(KN)	τb	Niveau	Voile
RDC-1	LV1	15	186	312,86	1,74	61,44	Traction/compression
1	LV1	15	186	296,23	1,65	56,66	Traction/compression
2	LV1	15	186	263,97	1,57	47,91	Traction/compression
3	LV1	15	186	233,00	1,30	39,66	Flexion
4	LV1	15	186	192,44	1,07	32,06	Flexion
5	LV1	15	186	150,46	0,84	26,58	Flexion
RDC	LV2	15	186	393,84	2,54	106,88	Traction/compression
1	LV2	15	186	656,71	1,88	247,69	Traction/compression
2	LV2	15	186	263,97	1,63	47,91	Traction/compression
3	LV2	15	186	233,00	1,54	39,66	Traction/compression
4	LV2	15	186	192,44	1,02	32,06	Flexion
5	LV2	15	186	150,46	0,84	26,58	Flexion

Tab .VI .18 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

		Ad	Al	At	Ap	St
Lv1	**RDC**	8,46	4,2	0,5	7,5	10
Lv1	**$1^{ère}$_$2^{ème}$**	7,17	5,32	0,62	7,5	10
Lv1	**$2^{ème}$_$3ème$**	6,17	3,39	0,81	7,5	10
Lv1	**$3^{ème}$_$4^{ème}$**	/	2,56	0,56	/	10
Lv1	**$4^{ème}$_$5^{ème}$**	/	2,03	0,38	/	10
Lv2	**RDC**	10,78	4,48	0,5	7,5	10
Lv2	**$1^{ère}$ _ $2^{ème}$**	10,42	4,38	0,5	7,5	10
Lv2	**$2^{ème}$_$3^{ème}$**	9,58	3,89	0,5	7,5	10
Lv2	**$3^{ème}$_$4^{ème}$**	8,03	3,01	0,5	7,5	10
Lv2	**$4^{ème}$_$5^{ème}$**	/	4,23	0,64	/	10

VI.5.4.Conclusion

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

Chapitre7

Etude de l’infrastructure

VII.1.INTRODUCTION :

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

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

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.la profondeur (encrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol}Ainsi que des autres caractéristiques du sol (humidité, compressibilité, porosité…..)

La fondation est constitué d'un bloc en béton armé appelé semelle .la distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0.00 du sol peut être estimée a 80cm a 1m.pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment+ eau) la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure, une couche de Gros-béton (béton de propreté de 10cm d'épaisseur) compose de tout-venant ciment + eau.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

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

Il existe plusieurs types des fondations :

✓ Fondation superficielle :
  - Semelle isolée.
  - Semelle filante.
  - Radier général.

✓ Fondations semi-profonds

✓ Fondation profonde (semelle sous pieux).

VII.2.Reconnaissance du sol

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

- ✓ La contrainte admissible du sol est 1.8bars ;
- ✓ Le site est considéré comme ferme (S2) ;
- ✓ Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de : D = 1.50 m
- ✓ Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$\gamma_d = 1.78\ t/m^3$,$\varphi = 23^\circ$, C= 0.50 bar

VII.3.Choix de la fondation :

VII.3.1.Semelle isolé

VII.3.1.1.Méthode de calcul

Répartition trapézoïdale $e_0 = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximaleσ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2+\sigma_1}{4} = \frac{N}{A\times B}\left(1+\frac{3\times e_0}{B}\right).$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol}$.

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A\times B}\left(1+\frac{3\times e_0}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}.$$

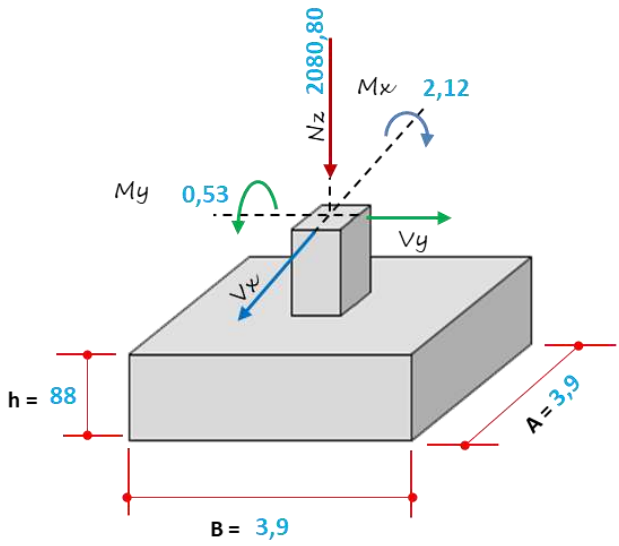


Figure VII.1 semelle isolé.

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right)\times B^2}\left(1+\frac{3\times e_0}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Il faut résoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}_{sol}\right]B^3 - N\times B - (3\times e_{0b}\times N) \geq 0$

❖ **Remarque :**

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

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

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow h = d + c$$

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

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

Données :

$\bar{\sigma_{sol}} = 1.8\ bar$ =0.18 MPA , a=b=150 cm , c=3cm

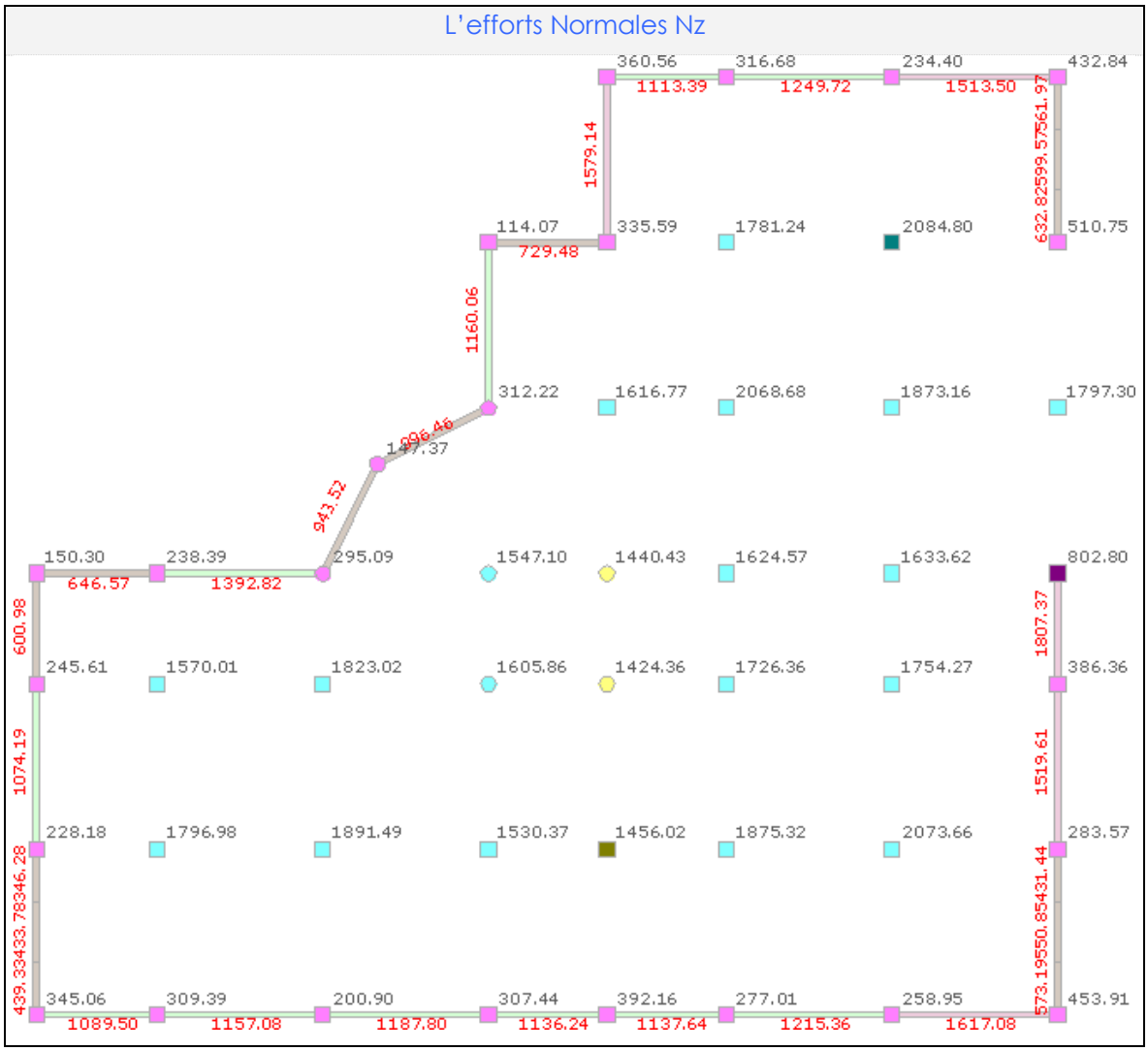


Figure VII .2 : L'effort Normales N_z

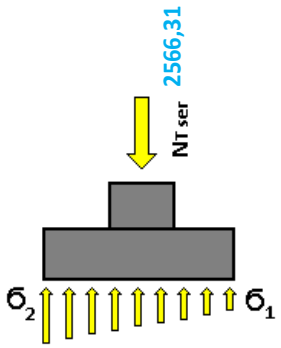
TableauVII.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N (kN)	M_x (kN. m)	M_y (kN. m)	A (m)	B (m)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	1424,36	-2,57	-1,10	2,81	2,81	3,6	3,6	79
S2	2084,80	2,12	0,53	3,40	3,40	3,9	3,9	87
S3	802,80	5,31	-4,01	2,11	2,11	3,9	3,9	87

Vérification de Contraintes et Renversement :

Poids Totales à L'ELS :

Poids semelle :	334,62	kN
Poids A.Poteau :	5,45	kN
Poids remblai :	145,44	kN
Poids Total :	2566,31	kN



Vérification des contraintes sous semelle :

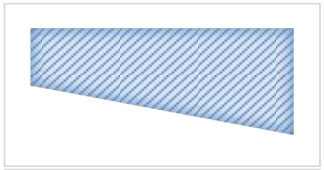
Sens A :

ea ser : 0,0826 cm

Diagramme : Trapezoidale

σa1 : 1,69 Bars **Satisfaite**

σa2 : 1,69 Bars **Satisfaite**



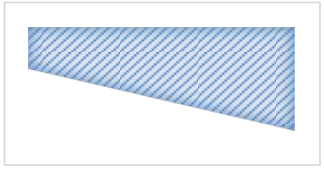
Sens B :

eb ser : 0,0207 cm

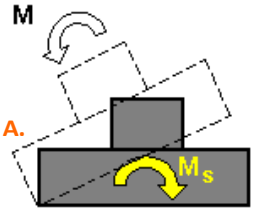
Diagramme : Trapezoidale

σb1 : 1,69 Bars **Satisfaite**

σb2 : 1,69 Bars **Satisfaite**



Vérification de la stabilité au renversement RPA2003 Art 10.1.5 :



Sens A :

ea ser : 0,08 cm < A/4 97,50 cm

=> Pas de risque de renversement dans le sens A.

Sens B :

eb ser : 0,02 cm < B/4 97,50 cm

=> Pas de risque de renversement dans le sens B.

VII.3.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

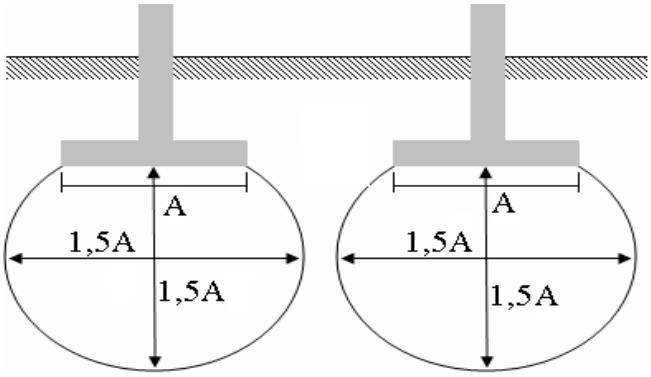


Figure VII.3 : Les bulles de pression sous la semelle

$$1 \geq \frac{1.5}{2}(A + A')$$

1>5,4m **C.N.V**

Donc en calculer la semelle filante.

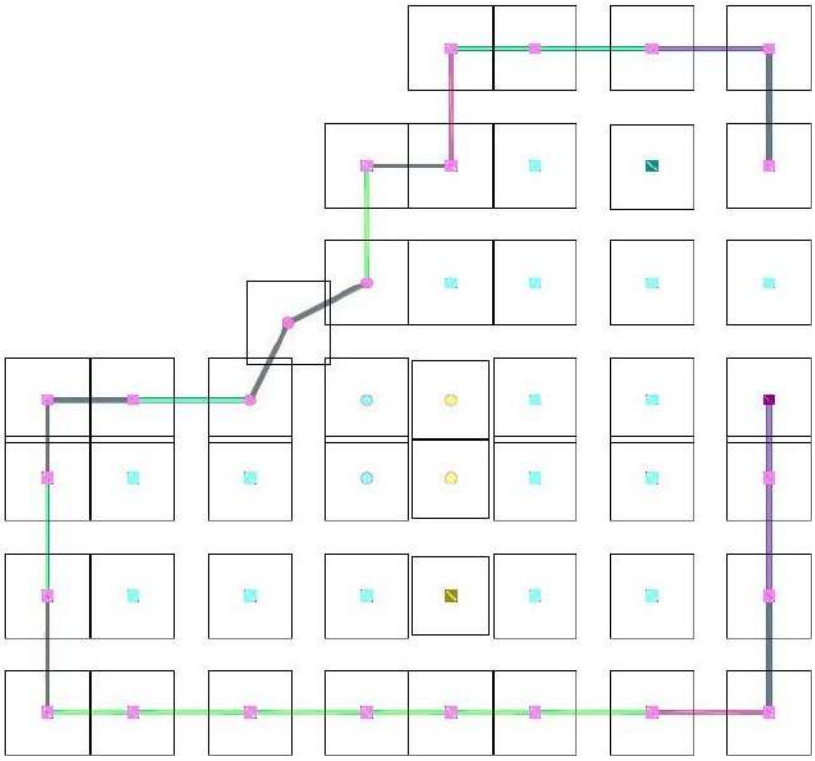


Figure VII.4 : Plan des semelles isole.

VII.3.2.Semelle filante (continue)

VII.3.2.1.Dimensionnement des semelles

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

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

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

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

-Non poinçonnement.

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

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \Rightarrow \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow \mathrm{B} \geq \frac{\sum N_{ser}}{L * \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\Longrightarrow \mathrm{S} = \mathrm{B} * \mathrm{L} \Longrightarrow \mathrm{h} \geq \frac{B_{ch-b}}{4} + c$$

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

$\mathbf{d_G}$: Débord gauche de la semelle isolée

$\mathbf{d_D}$: Débord droite de la semelle isolé.

Tableau VII.2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

semelle	L (m)	N (kN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bars)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{adopté}$ (cm)
SF 1	29.2	392.16	1.80	0.40	1.20	35
SF 2	29.2	2073.66		2.06	2.50	40
SF 3	29.2	1823.02		1.9	1.90	35
SF 4	5.45	1456.02		1.8	1.90	35
SF 5	5.45	1605.86		2.05	2.5	40
SF 6	14.55	802.80		0.73	1.20	35
SF 7	5.45	510.75		0.96	1.20	35
SF 8	14.85	360.56		0.66	1.20	35

VII.3.2.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS

On doit vérifier :

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

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

$$S_{semelle} = B_{adopté} \times$$

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

semelle	$\sum$ N$_{ser}$ (kN)	σ_{ser} (bar)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)	$\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol}$
SF 1	2117.91	1.10	1.80	Oui
SF 2	10852.02	1.80		Oui
SF 3	10167.49	0.21		Oui
SF 4	1848.18	0.024		Oui
SF 5	3136.23	0.034		Oui
SF 6	1926.64	0.163		Oui
SF 7	943.59	0.022		Oui
SF 8	1344.48	0.52		Oui

VII.3.2.3.Vérification de la stabilité au renversement RPA Art 10.1.5

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

Tableau VII.4 : Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (KN)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
SF 1	392.16	2.01	0.51	1.20	35	Vérifiée
SF 2	2073.66	25.97	1.25	2.50	62.5	
SF 3	1823.02	34.37	1.88	1.90	47.5	
SF 4	1456.02	1.82	0.12	1.90	47.5	
SF 5	1605.86	25.97	1.61	2.5	62.5	
SF 6	802.80	12.44	1.54	1.20	35	
SF 7	510.75	20.34	3.9	1.20	35	
SF 8	360.56	0.77	0.21	1.20	35	

VII.3.3.Dimensionnement de la poutre de libage pour la semelle sous plusieurs poteaux

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

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

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

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5 \times k \times L_{max}^4}{E}}$$

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

L : La plus grande travée dans la fille ;

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

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

hp : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VII.5 : Dimensionnement de la poutre de libage.

Pouter de Libage	b (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculer}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2}l_e$
SF 1	55	5.45	37.99	60	12.06	CV

- Donc la section de la poutre de libage :(55*60)

VII.3.3.1.Calcul de ferraillage

VII.3.3.1.1.Sous un voile

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

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

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

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

Tableau VII.6 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u **(kN/ml)**	M_u **(kN/ml)**	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$	$\frac{B}{6}$	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF 7	700.03	28.24	4.03	20	Diagramme trapézoïdale

Tableau VII.7 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

semelle	N_u (KN/ml)	M_{ux} (KN.ml)	M_{uy} (KN.ml)	B (m)	$A_{b.calculée}$ **(cm²)**	$A_{b.adopté}$ **(cm²)**	S_t	$A_{a.rép}$ **(cm²)**	S_t
SF 7	88769.2	82.76	3.84	1.2	3.78	7HA10=5.50	15	7HA10=5.50	15

VII.3.3.1.2.Sous plusieurs poteaux

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

- **Transversalement** :

Dans le calcul de ferraillage la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeurs N et M_b, on déterminera la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition $A_{rép}$ parallèle a A.

Tableau VII.8 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

semelle	N_u **(kN/ml)**	M_u **(kN.m)**	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$	$\frac{B}{6}$	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF 1	536.18	2.79	0.52	20	Diagramme trapézoïdale

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU.

a. Armatures principales

Tableau VII.9 : Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelle	N_u **(kN/ml)**	$M_{u\,x}$ **(kN.m)**	$M_{u\,y}$ **(kN.m)**	**A (m)**	**B (m)**	$A_{b.calculée}$ **(cm²)**	$A_{b.adoptée}$ **(cm²)**	$A_{b.rép\ /ml}$ **(cm²)**	S_t **(cm)**
SF 1	536.18	2.79	3.36	6.95	1.20	8.42	10HA12=11.31	7HA12=7.92	15

b. armature de répartitions

$$A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4} = \frac{7.92 \times 1.20}{4} = 2.37 \Rightarrow A_{rép} = 7Ha8$$

Espacement de : 15 cm.

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charge sera déterminée par la formule suivante :

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{ser}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VII.10 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libage		M_{ser} (KN.m)	$\mathbf{A_{s1}}$ (cm^2)	$\mathbf{A_{s2}}$ (cm^2)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ (Mpa)	$\boldsymbol{\sigma_s}$ (Mpa)	$\boldsymbol{\sigma'_s}$ (Mpa)	$\boldsymbol{\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b}$	$\boldsymbol{\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s}$
	Travée	498.825	28.5	25	14.50	201.63	80.02	CV	CV
	Appuis	427.29	26.3	23.1	14.01	201.63	75.23	CV	CV

c. Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VII.11 : Détermination des sollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a(kN)	**M_t(kN)**	**T(kN)**	**M_a(kN)**	**M_t(kN)**
-498.83	584.26	339.16	-427.29	499

d. Calcul des armatures longitudinales

Tableau VII.12 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

P.libage		**M_u (KN.m)**	**A (cm^2)**	**A´ (cm^2)**	**$A_{adoptée}$ (cm^2)**
	Travée	584.26	10.92	0.00	8HA14=12.31
	Appuis	-498.83	9.30	0.00	7HA14=10.05

e. Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma_b} = 15\text{MPa} \qquad \bar{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$$

Tableau VII.13 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P. libage	**L (M)**	**$\sum N_u$ (KN)**	**σ_u (MPa)**	**σ_{ser} (MPa)**	**q_u (KN/ml)**	**q_{ser} (KN/ml)**
SF 1	5.45	2117.91	1.28	1.10	154.10	132

f. Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2 :

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

$\bar{\tau} = \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) = 2{,}50$ MPa fissuration préjudiciable

$\tau = 1.26 \leq \bar{\tau} = 2{,}50$ MPa **CV**

- **Armatures transversales**

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VII.14 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

p. Libage	**T (kN)**	**τ (MPa)**	**S_{ZN} (cm)**	**S_{ZC} (cm)**	**$A_{t.adoptée}$ (kN)**
	339.16	1.26	10	20	6HA8=3.01

- **Armatures de peau selon CBA93 A.7.3**

Puisque la poutre de libage a une hauteur de CBA93 en exige en plus les armateurs longitudinales, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$A_p = 3 \times 1.2 = 3.6$ cm^2

Donc on adopte : 6HA12=6.79

VII.4.Les longrines

VII.4.1.Rôle des longrines

-Minimiser les déformations (translation (tassement ou gonflement) / (rotation) (Soulèvement des semelles))

-Minimiser la longueur du flambement des poteaux

-Appui continue pour les murs double cloison.

VII.4.2.Ferraillage des longrines Selon RPA99 Version 2003 Art.10.1.1 :

- Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de

ces points d'appuis dans le plan horizontal.

- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : Site S2 : 30cm×30cm. Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20K$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Tableau VII.15 : coefficient en fonction de la zone sismique.

Site	Zone I	Zone IIa	Zone IIb / III
S1	-	-	-
S2	-	15	**12**
S3	15	12	10
S4	12	10	0.8

La section choisie

α = 12 ($Zone$ III, $S2$)

Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant :

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) = \frac{2881.81}{12}$ =240.15 KN.m

$A_{calculée} = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{F_u}{f_e/\gamma_s}$= 6.90 cm^2

Tableau VII.16. : La section calculée d'armatures longitudinale des longrines.

longrines		Sollicitation à L'ELU ou L'ACC			Section d'armatures calculées
b	h	N°	N_{max}	F_u	
(cm)	(cm)		(KN.m)	(KN.m)	A_S
30	30		**Comb :** ELU		(cm^2)
			2881.81	240.15	5.5

Tableau VII.17 : La section choisie d'armatures longitudinale des longrines

longrines			Section d'armatures calculées		Section d'armatures choisies
b	h	A_{min}	N°	A_S	$A_{S1\ choisi}$
(cm)	(cm)	(cm^2)		(cm^2)	(cm^2)
30	30	6.3		6.3	8HA12

Section minimale :

$A_{min}(RPA) = 0.60\%(b \times h)$=6.3 cm^2 **RPA2003 Art.7.5.2.1**

Section tendu :

$A_{min}(CBA) = 0.10\%(b \times h)$=1.05 cm^2 **CBA93 Art.B.6.4**

VII.4.3.Vérification des contraintes à L'ELS CBA 93 [Art.A.4.5.3]

Tableau VII.18.Vérification des contraintes normale**.**

N°	Sollicitation a L'ELS		Contraintes	Contraintes admissibles	Vérification
	N_{max}	F_{ser}	σ_s	$\bar{\sigma_s}$	
	(KN.m)	(KN.m)	MPa	MPa	Oui / Non
1	2084.80	173.73	**T.F** :pré	201.63	CV
			140.46		

VII.4.4.Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU ou L'ACC

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

Combinaison : 1.35 G+1.5Q

Type de fissuration : Préjudiciabl

Tableau VII.19 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutres principales

Poutre				Sollicitation, contraintes et vérification			Espacements et armatures			
N°	b (m)	h (m)	T_{max} (KN)	T_u (MPa)	$T_{u\ adm}$ (MPa)	Verification Oui/Non	ZN (cm)	ZC (cm)	Ø (mm)	A_t (cm^2)
1	30	35	15.16	0.24	2.5	Oui	15	15	8	3HA12=1.51

VII.5.Ferraillage des voiles périphériques

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du l'entresol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3,06 et une épaisseur de 20cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho = \frac{3.06}{5.45} = 0.561 > 0.4$ Donc le panneau se travaille suivant les deux directions.

VII.5.1.Calcul de la poussée des terres

$P_1 = \frac{1}{2} \times \gamma \times k_\gamma \times h^2$ Avec h=3.06 m ; $k_\gamma = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Tableau VII.20 : Tableau des données.

γ (KN/m²)	ϕ °	K_γ	P1 (kN/m²/ml)	q_{ser} kN/ml
19	23	0.44	38.97	38.95

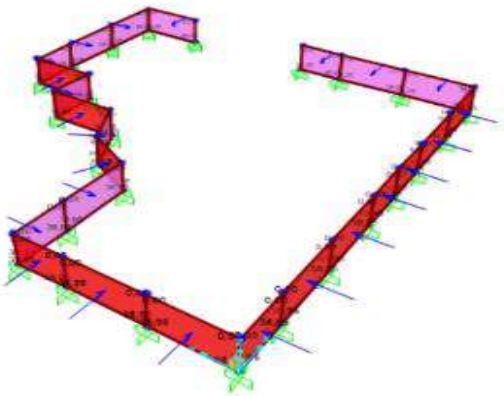


Figure VII.5 : les charges de poussé de terre

- **Combinaisons d'actions :**

q_u=1,35G+1,5Q=52.60 KN/m²

q_{ser}=G+Q=38.97KN/m²

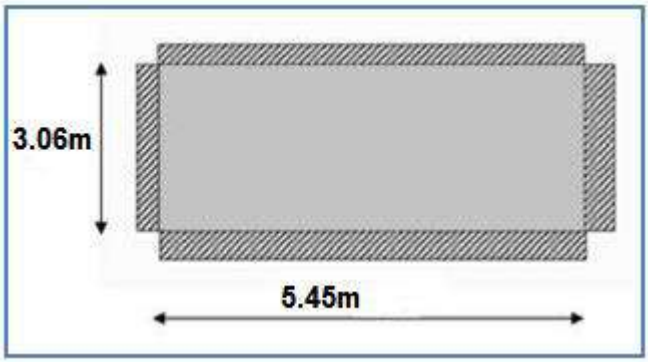
Pour une bande de 1m:

q_u= 52.60 KN/ml

q_{ser}= 38.97 KN/ml

VII.5.2.Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres.



FigureVII.6 : Schéma des dimensions du voile périphérique.

$\rho = \frac{3.06}{5.45} = 0.561$ ⇒ dalle travaillant suivant les deux directions

En utilisant la méthode forfaitaire des panneaux de rive, les moments en travée et en appui sont

définis par les formules suivantes :

Tableau VII.21 : Détermination des moments par la méthode forfaitaire.

Direction	**X**	**Y**
Moment	$M_x = \mu_x \times q_u \times \ell_x^2$	$M_y = \mu_y \times M_x$
Travée	$M_{tx} = 0{,}85 M_x$	$M_{ty} = 0{,}85 M_y$
Appui	$M_{ax1} = M_{ax2} = -0{,}3\ M_x$	$M_{ay1} = M_{ay2} = -0{,}3\ M_y$

Tableau VII.22 : Détermination des moments de voile périphérique.

Etat	ELU				ELS			
Position	X		Y		X		Y	
M (KN.m)	$0{,}088 \times 52.60 \times (5.45)^2 = 137.486$		$1 \times 137.486 = 137.486$		$0{,}0923 \times 38.97 \times (5.45)^2 = 106.83$		$1 \times 106.83 = 106.83$	
Direction	Travée	appui	travée	Appui	travée	appui	travée	appui
Moment	116.86	-41.24	116.86	-41.24	90.80	-32.04	90.80	-32.04

a. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU :

Tableau VII.23 : Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU.

	Sens	M (KN.m)	d (cm)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{calcul} \geq A_{min}$	A_{final}/m (cm^2)
Travée	X	137.486	17	23.9	1,70	C.V	**10HA14+8HA12**=24.44
	Y	137.486	17	23.9	1,70	C.V	**10HA14+8HA12**=24.44
Appui	X	-41.24	17	12.09	1,70	C.V	**8HA14**=12.31
	Y	-41.24	17	12.09	1,70	C.V	**8HA14**=12.31

b. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII.24 : Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS.

	Sens	A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	σ'_s (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	24.44	90.80	201.6	14.55	0	C.V	C.V
	Y	24.44	90.80	201.6	14.55	0	C.V	C.V
Appui	X	12.31	32.04	201.6	7.4	0	C.V	C.V
	Y	12.31	32.04	201.6	7.4	0	C.V	C.V

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ Suivant X : $T_x = \frac{q_u.l_x.l_y}{2.l_y.l_x} = \frac{52.60\times5.45\times3.06}{2\times3.06\times5.45}$ =26.3 KN

❖ Suivant Y : $T_y = \frac{q_u.l_x.l_y}{3.l_y} = \frac{52.60\times5.45\times3.06}{3\times3.06}$ =95.55 KN

Et on vérifie pour les deux sens :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_{0.d}} = \frac{95.55\times10^3}{1000\times120} = 0.796 \text{ Mpa} \leq \frac{0.07\times fc_{28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa}$$

CONCLUSION GENERALE

Le parcours Génie civil, spécialité structures de notre université nous a permis d'acquérir les connaissances scientifiques, techniques, et économiques nécessaires pour qu'on puisse prendre en charge et diriger les études de conception, dimensionnement, et d'exécution des divers ouvrages de type cité en s'appuyant sur les nouvelles réglementations techniques.

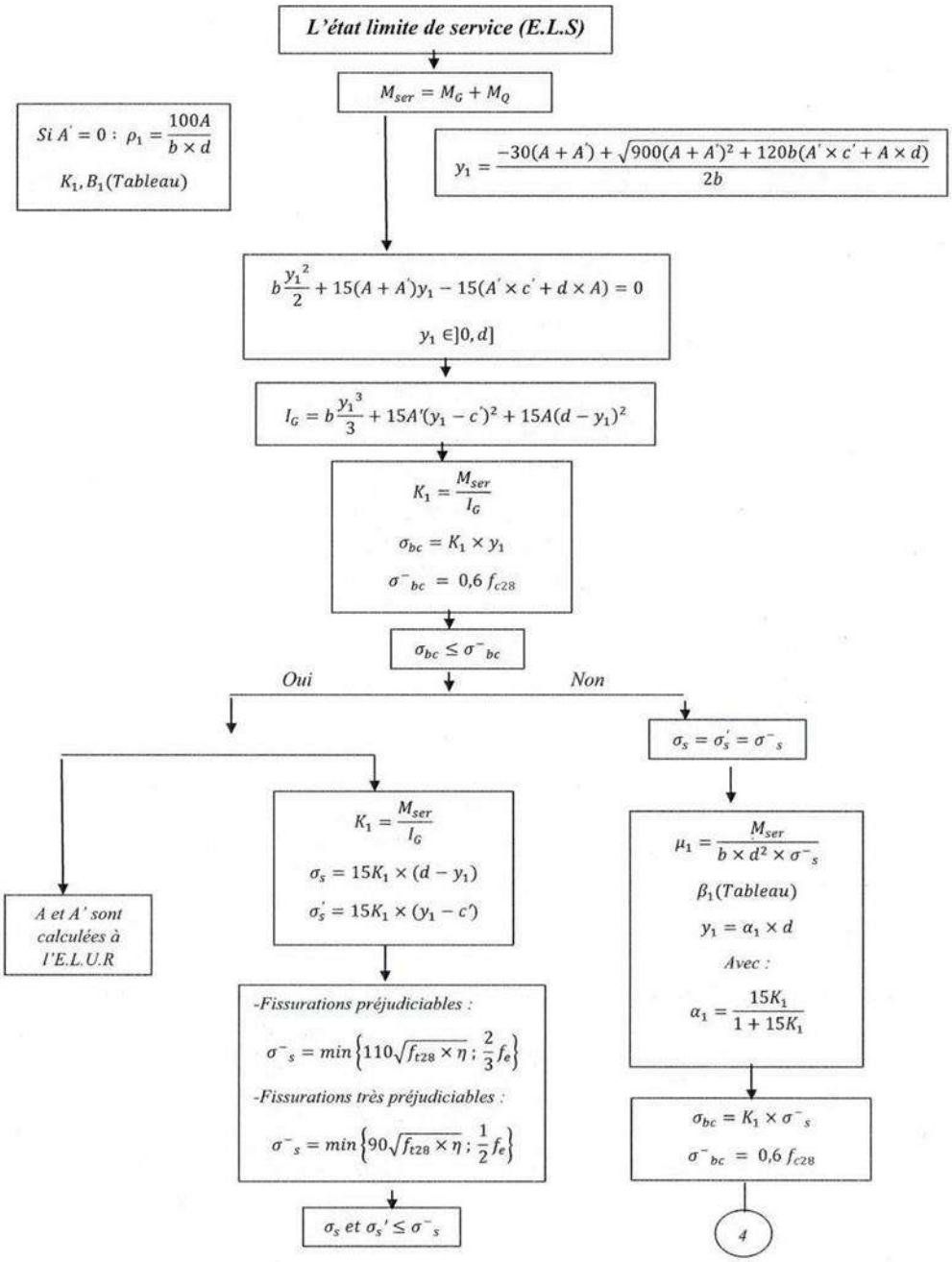
Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant les cinq années de formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

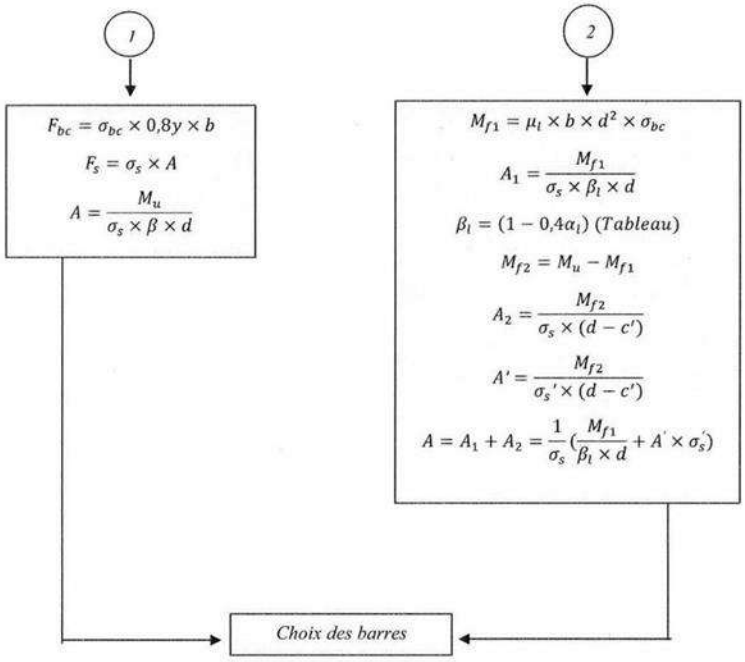
Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière en plan du bâtiment.

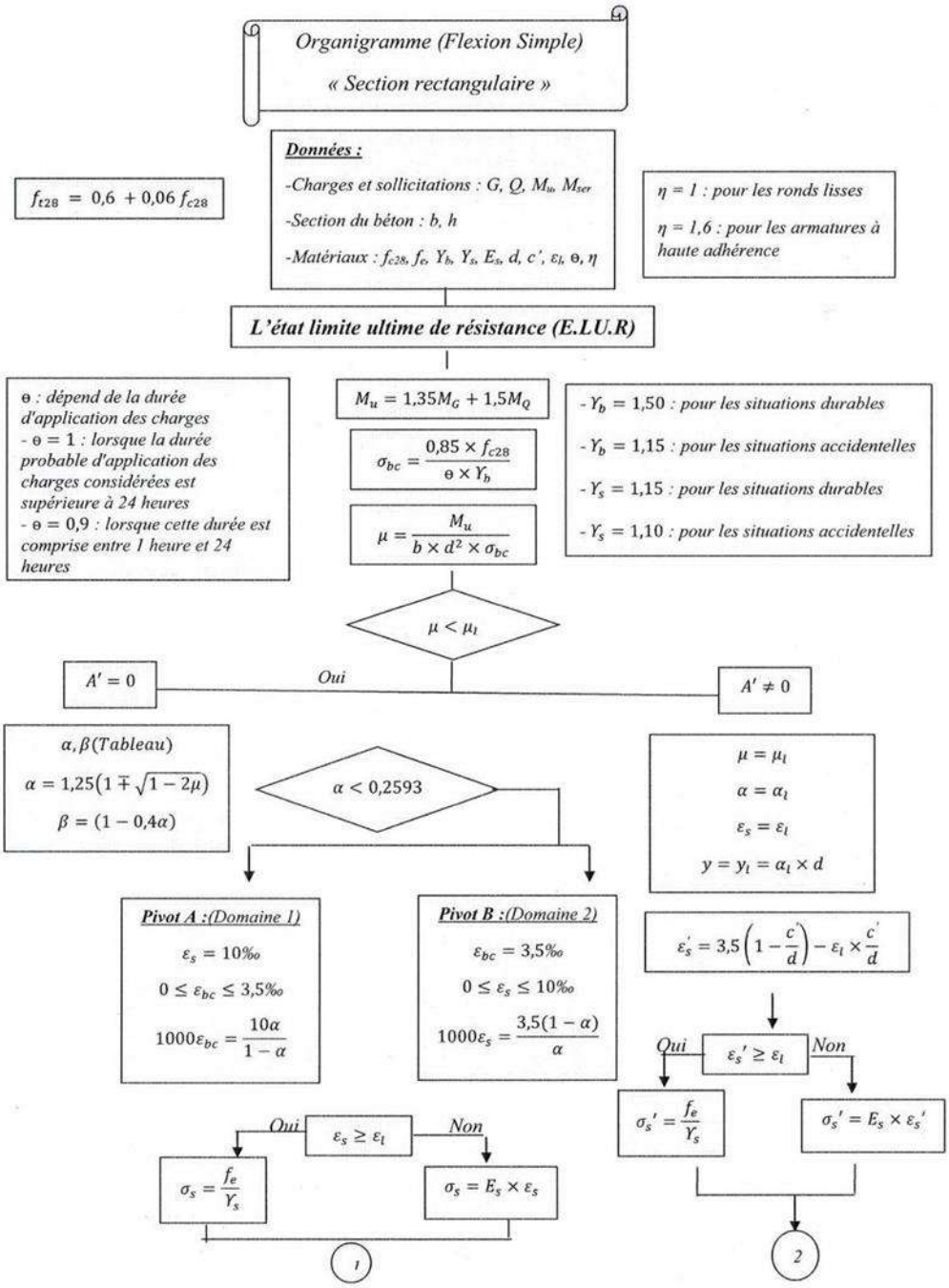
Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont étés essayées, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA, la variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts.

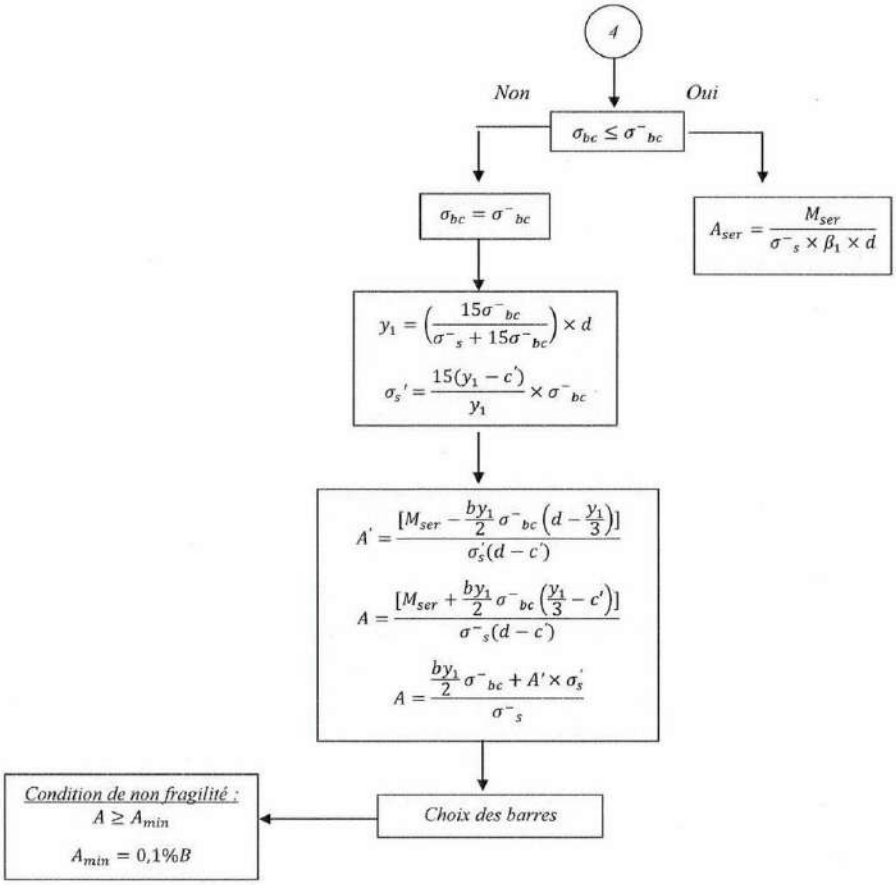
Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

ANNEXES


L'état limite de service (E.L.S)
$M_{ser} = M_G + M_Q$
$Si\ A' = 0 :\ \rho_1 = \frac{100A}{b \times d}$
$K_1, B_1(Tableau)$
$y_1 = \frac{-30(A + A') + \sqrt{900(A + A')^2 + 120b(A' \times c' + A \times d)}}{2b}$
$b\frac{{y_1}^2}{2} + 15(A + A')y_1 - 15(A' \times c' + d \times A) = 0$
$y_1 \in]0, d]$
$I_G = b\frac{{y_1}^3}{3} + 15A'(y_1 - c')^2 + 15A(d - y_1)^2$
$K_1 = \frac{M_{ser}}{I_G}$
$\sigma_{bc} = K_1 \times y_1$
$\sigma^-_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$
$\sigma_{bc} \leq \sigma^-_{bc}$
Oui
Non
A et A' sont calculées à l'E.L.U.R
$K_1 = \frac{M_{ser}}{I_G}$
$\sigma_s = 15K_1 \times (d - y_1)$
$\sigma_s' = 15K_1 \times (y_1 - c')$
-Fissurations préjudiciables :
$\sigma^-_s = min\left\{110\sqrt{f_{t28} \times \eta}\,;\, \frac{2}{3}f_e\right\}$
-Fissurations très préjudiciables :
$\sigma^-_s = min\left\{90\sqrt{f_{t28} \times \eta}\,;\, \frac{1}{2}f_e\right\}$
σ_s et $\sigma_s' \leq \sigma^-_s$
$\sigma_s = \sigma_s' = \sigma^-_s$
$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma^-_s}$
$\beta_1(Tableau)$
$y_1 = \alpha_1 \times d$
Avec :
$\alpha_1 = \frac{15K_1}{1 + 15K_1}$
$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma^-_s$
$\sigma^-_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$
4


1
2
$F_{bc} = \sigma_{bc} \times 0{,}8y \times b$
$F_s = \sigma_s \times A$
$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$
$M_{f1} = \mu_l \times b \times d^2 \times \sigma_{bc}$
$A_1 = \frac{M_{f1}}{\sigma_s \times \beta_l \times d}$
$\beta_l = (1 - 0{,}4\alpha_l)\ (Tableau)$
$M_{f2} = M_u - M_{f1}$
$A_2 = \frac{M_{f2}}{\sigma_s \times (d - c')}$
$A' = \frac{M_{f2}}{\sigma_s' \times (d - c')}$
$A = A_1 + A_2 = \frac{1}{\sigma_s}(\frac{M_{f1}}{\beta_l \times d} + A' \times \sigma_s')$
Choix des barres


Organigramme (Flexion Simple)
« Section rectangulaire »
Données :
-Charges et sollicitations : G, Q, M_u, M_{ser}
-Section du béton : b, h
-Matériaux : f_{c28}, f_e, Y_b, Y_s, E_s, d, c', ε_l, ϴ, η
$f_{t28} = 0,6 + 0,06\, f_{c28}$
$\eta = 1$: pour les ronds lisses
$\eta = 1,6$: pour les armatures à haute adhérence
L'état limite ultime de résistance (E.LU.R)
ϴ : dépend de la durée d'application des charges
- ϴ = 1 : lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures
- ϴ = 0,9 : lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures
$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q$
$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times Y_b}$
$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$
- $Y_b = 1,50$: pour les situations durables
- $Y_b = 1,15$: pour les situations accidentelles
- $Y_s = 1,15$: pour les situations durables
- $Y_s = 1,10$: pour les situations accidentelles
$\mu < \mu_l$
Oui
$A' = 0$
$A' \neq 0$
$\alpha, \beta (Tableau)$
$\alpha = 1,25(1 \mp \sqrt{1 - 2\mu})$
$\beta = (1 - 0,4\alpha)$
$\alpha < 0,2593$
$\mu = \mu_l$
$\alpha = \alpha_l$
$\varepsilon_s = \varepsilon_l$
$y = y_l = \alpha_l \times d$
Pivot A :(Domaine 1)
$\varepsilon_s = 10‰$
$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$
$1000\varepsilon_{bc} = \frac{10\alpha}{1 - \alpha}$
Pivot B :(Domaine 2)
$\varepsilon_{bc} = 3,5‰$
$0 \leq \varepsilon_s \leq 10‰$
$1000\varepsilon_s = \frac{3,5(1 - \alpha)}{\alpha}$
$\varepsilon_s' = 3,5\left(1 - \frac{c'}{d}\right) - \varepsilon_l \times \frac{c'}{d}$
Oui
$\varepsilon_s' \geq \varepsilon_l$
Non
$\sigma_s' = \frac{f_e}{Y_s}$
$\sigma_s' = E_s \times \varepsilon_s'$
Oui
$\varepsilon_s \geq \varepsilon_l$
Non
$\sigma_s = \frac{f_e}{Y_s}$
$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$
1
2


4
Non
Oui
$\sigma_{bc} \leq \sigma^{-}_{bc}$
$\sigma_{bc} = \sigma^{-}_{bc}$
$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma^{-}_{s} \times \beta_1 \times d}$
$y_1 = \left(\frac{15\sigma^{-}_{bc}}{\sigma^{-}_{s} + 15\sigma^{-}_{bc}}\right) \times d$
$\sigma_s{}' = \frac{15(y_1 - c')}{y_1} \times \sigma^{-}_{bc}$
$A' = \frac{[M_{ser} - \frac{by_1}{2}\sigma^{-}_{bc}\left(d - \frac{y_1}{3}\right)]}{\sigma_s'(d - c')}$
$A = \frac{[M_{ser} + \frac{by_1}{2}\sigma^{-}_{bc}\left(\frac{y_1}{3} - c'\right)]}{\sigma^{-}_{s}(d - c')}$
$A = \frac{\frac{by_1}{2}\sigma^{-}_{bc} + A' \times \sigma_s'}{\sigma^{-}_{s}}$
Choix des barres
Condition de non fragilité :
$A \geq A_{min}$
$A_{min} = 0{,}1\%B$

REFERANCES BIBLIOGRAPHIQUES

DOCUMENTS TECHNIQUES REGLEMENTAIRES :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**) :

  D.T.RB.C.2.41

- Règlements Parasismiques Algériennes (**RPA99 version 2003**) : **D.T.R-B.C.2.48**
- Charges permanentes et charges d'exploitation : **D.T.R-B.C.2.2**
- Règle de conception de calcul des parois et murs en béton banche : **D.T.R.-B.C.-2.42**

LOGICIELS :

- SAP2000 version 24
- Robot EXPERT 2010
- AutoCAD 2014