REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA
Faculté des Sciences et de La Technologie
Département de Génie de la matière

Mémoire pour l'obtention du diplôme de master (L M D)
En Génie Civil
Option : Matériau de construction

THEME

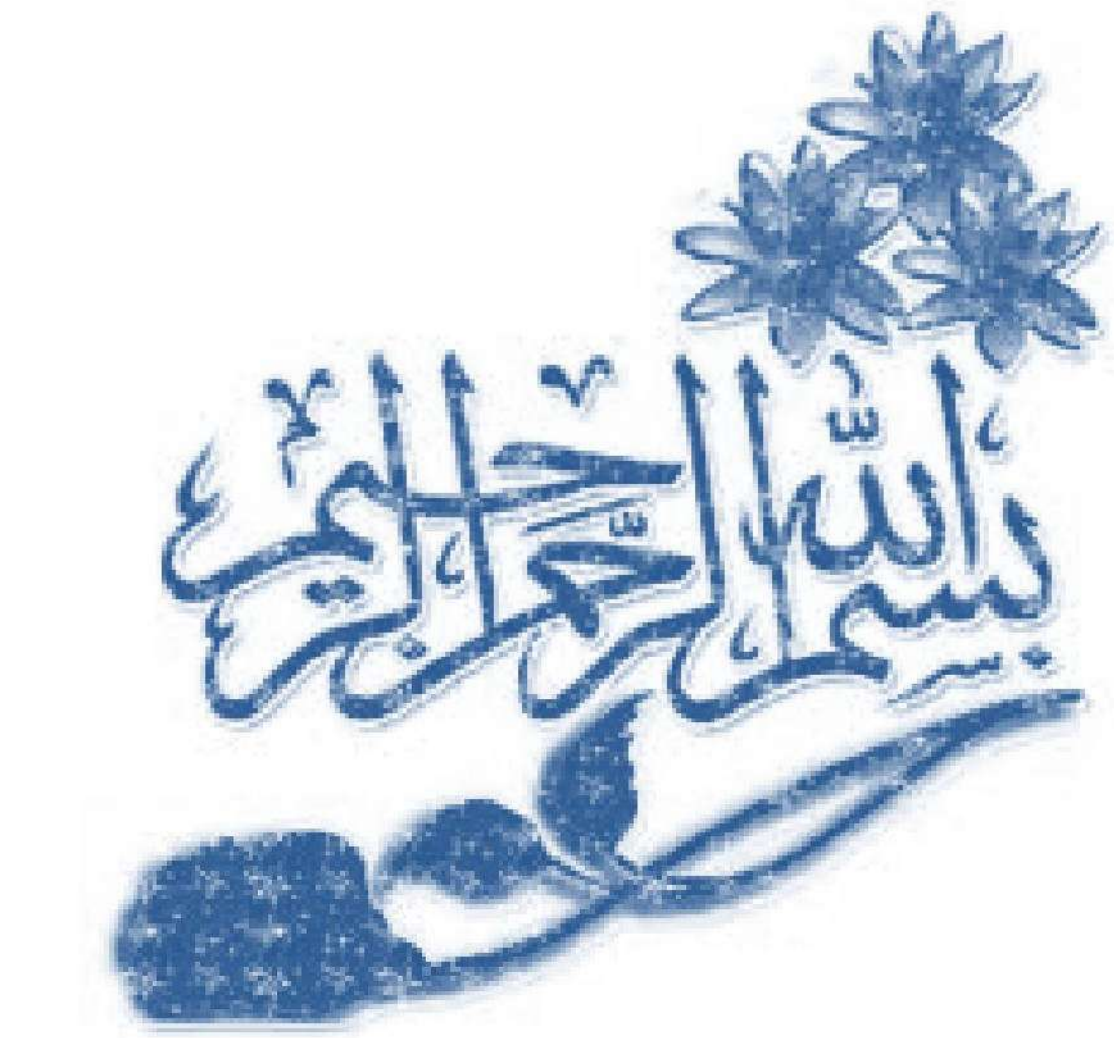
CONCEPTION ET ETUDE D'UN BATIMENT COMPOSE DE 25 LOGTS EN R+7 IMPLANTE DANS UNE ZONE II_a.

Encadré par : M^{me}: HERIHERI.O
Sous encadreur : Mr.GUENDOUZ.M

Etudié par :

- **DJACEM RIMA**
- **SALEM HAMIDA**

Promotion: 2014-2015


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier notre DIEU miséricordieux qui nous a donné la volonté, la force et la patience à achever ce travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous remercions très sincèrement notre promotrice, M^me^ HERIHERI OUIDAD, pour son dévouement, ses conseils et ses critiques tout au long de l'élaboration de ce mémoire.

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre travail.

Nous remercions sincèrement tous les enseignants de l'Université de MEDEA en particulier de Génie Civil qui ont participés à notre formation.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste

travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU

pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

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

A Mes sœurs

A Mes frères

Je remercie MOHAMED qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A toute la famille « SALEM» sans exception.

Je remercie mon amie Rima qui a contribué à la

Réalisation de ce modeste travail.

A Mes amies : ATIKA ; RANIA, SALMA, FATIMA, SIHAME.

A Tous mes collègues des 3èmes années génie civil construction.

Et 2 ème année master structure et matériaux de construction.

MAMIDA

Dédicace

Tout d'abord, nous tenons à remercier notre DIEU miséricordieux qui nous a donné
La volonté, la force et la patience à achever ce travail.

A lumière de ma vie, aux prunelles de mes yeux à ma raison d'être, à vous qui m'avez appris à continuer de marcher vers la lumière nonobstant les aléas de la vie courante, A vous dont le ventre chaleureux a toujours été le seul refuge et sanctuaire, pour votre indulgence, clémence et bienveillance, vous dont l'inquiétude exagéré ne décelait que l'amour, A vous chers parents.

Je dédie ce modeste travail

A mon père, pour tous les sacrifices consentis pour la réussite de mes études, je ne trouverai jamais les mots justes pour te remercier.

A ma mère, pour sa bravoure et son amour sans cesse renouvelé. Que ce présent soit le témoignage de ma reconnaissance et qu'il fasse l'objet de ma fierté. Puisse dieu te permettre de jouir du produit de ton effort.

A mes frères MOHAMED CHERIF et MONIR.
A mes chères sœurs HADJER , SIHEM et LINDA.
A ma nièce RAHAF MIRAL.

A mon binôme HAMIDA et sa famille.
A mes amis Souad et faiza
A mon ami MOHAMED qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A mes amies de promotion LMD 2015 pour tous les moments vécus a leur cotés.
A tous ceux qui m'ont soutenue de près on de loin en pensées et prière, Merci.

RIMA

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بـناية ذات اســـــتعمال سـكني مـــــــكونة من(طابق أرضي+07 طوابق) والمقرر بناؤه في إطار إنشاء 25 مسكن بالبر واقية والمصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا.IIa.

مقاومة البناء لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

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

- القـــــــواعد الجـــــــزائرية المـــــضادة للـــــزلازل.
- قـــــــانون الخـــــــرسانـــــــــة المـــــــــسلحة.

تمـــــت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج **'SAP 2000 17'**

وفي الأخير قمنا بدراسة التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+7) qui sera implanté à BERROUAGHIA dans le cadre du projet 25 logements, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIa. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003). L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **'SAP 2000 17'**.

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

Abstract

This project is a study of a building for residence purpose (ground+7 stories), will be implanted at Berrouaghia city in the setting of the project 25 flats at BERROUAGHIA; this region is classified in the zone of medium seismicity IIa. The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

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

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **'SAP 2000 17'**.

Finally, we have studied the infrastructure by ca lculating the foundations.

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprime.

A_{max}, A_{min}: Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant a l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant a l'E.L.S.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inferieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Fleche.

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

fc_{28} : Resistance caractéristique du béton a la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Elancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Chapitre.I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I-1 : Resistance fc28 du béton à 7,14 et 90jours……..…….7

Tableau I-2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……...……9

Chapitre.II : PREDIMENTIONNEMENT

Tableau II-1 : Charge permanent du mur double cloison…….……16

Tableau II-2 : Charge permanent du mur simple cloison…….……16

Tableau II-3 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible……17

Tableau II-4 : Charge permanente du plancher courant……...18

Tableau II-5 : Charge permanente terrasse……...……19

Tableau II-6 : Charge permanente de la dalle d'étage……..……20

Tableau II-7 : Prédimensionnement des poutres……..……22

Tableau II-8 : Prédimensionnement des poteaux…….……23

Tableau II-9 : Détermination de la longueur de flambement……...……24

Tableau II-10 : Calcule de $\overline{Nu}$……..25

Tableau II-11 : Tableau des charges permanentes……...……26

Tableau II-12 : Tableau des charges d'exploitation…….……27

Tableau II-13 : Tableau de vérification……28

Tableau II-14 : vérifications de coffrage des poteaux……..……28

Tableau II-15 : Vérifications des sollicitations normales……..…29

Tableau II-16 : Vérification aux zones nodales……30

Tableau II-17 : Détermination des sections des voiles…….……31

Chapitre. III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III-1 : Les charges……...……32

Tableau III-2 : Les efforts sur l'acrotère…….....…33

Tableau III-3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux…….…33

Tableau III-4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles……...…39

Tableau III-5 : Moments statiques des poutrelles……....……40

Tableau III-6 : Méthode de Caquot……...…44

Tableau III-7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage……45

Tableau III-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU) ……...…46

Tableau III-9 : Moment fléchant dans la poutrelle à cinq travées (ELS)……47
Tableau III-10 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU……48
Tableau III-11 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS……49
Tableau III-12 : Les données……50
Tableau III-13 : Calcul des armatures……54
Tableau III-14 : vérification des armatures à L'ELS……55
Tableau III-15 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles……55
Tableau III-16 : Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles……55
Tableau III-17 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles……57
Tableau III-18 : Charges permanentes du palier de repos de l'escalier……62
Tableau III-19 : Charges permanentes de la paillasse de l'escalier (volée 1et 3)……63
Tableau III-20 : Charges permanentes de la paillasse de l'escalier (2ème volée)……63
Tableau III-21 : Combinaison des charges de l'escalier……64
Tableau III-22 : Récapitulation des résultats……66
Tableau III-23 : Les données……67
Tableau III-24 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……67
Tableau III-25 : Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S……68
Tableau III-26 : Valeur de la flèche……70
Tableau III-27 : Combinaison des charges de l'escalier……71
Tableau III-28 : Récapitulation des résultats……73
Tableau III-29 : Les données……73
Tableau III-30 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……73
Tableau III-31 : Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S……75
Tableau III-32 : Valeur de la flèche……77
Tableau III-33 : Calcul du ferraillage de la poutre palière……78
Tableau III-34 : Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S……80
Tableau III-35 : Actions sur la dalle type 1 et 2……84
Tableau III-36 : Résultats de calcul pour la dalle pleine……84
Tableau III-37 : Les données……84
Tableau III-38 : Ferraillage du 1er type des dalles pleines……85
Tableau III-39 : Vérification a l'E.L.S……86
Tableau III-40: Actions sur la dalle (2ème type) ……88
Tableau III-41 : Résultats de calcul pour la dalle pleine……90
Tableau III-42 : Charges permanente……92

Tableau III-43 : Les charges concentrées……92
Tableau III-44 : Détermination des charges de la dalle……93
Tableau III-45 : Les données……95
Tableau III-46: Calcul du ferraillage……95

Chapitre.IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV-1 : Calcul du centre de masse de la structure……99
Tableau IV-2:Calcul du centre de torsion……103
Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité statique……104
Tableau IV-4 : Calcul d'excentricité……105
Tableau IV-5 : Coefficient d'accélération de zone A……107
Tableau IV-6 : Valeur de ξ……107
Tableau IV-7 : Valeur du coefficient de comportement R……107
Tableau IV-8 : Sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sens X……108
Tableau IV-9 : Poids et coefficient de Sollicitations sens X……109
Tableau IV-10 : Sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sens Y……109
Tableau IV-11 : Poids et coefficient de Sollicitations sens Y……110
Tableau IV-12: Détermination du facteur de qualité……111
Tableau IV-13 : Valeurs de T_1 et T_2……111
Tableau IV-14 : Le comportement des trois premiers modes……115
Tableau IV-15 : Coefficient de participation massique……116
Tableau IV-16 : Valeur du coefficient de pondération β……118
Tableau IV-17 : Calcul de la force sismique……118
Tableau IV-18 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……118
Tableau IV-19 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X……120
Tableau IV-20 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……121
Tableau IV-21: Calcul du moment de renversement……122
Tableau IV-22 : Calcul du moment stabilisant……122
Tableau IV-23: Vérification de stabilisation……123
Tableau IV-24: Vérification des déplacements inter-étage sens X……123
Tableau IV-25: Vérification des déplacements inter-étage sens Y……124
Tableau IV-26: Vérification des déplacements en tête……125
Tableau IV-27 : Vérification l'effet P-Δ sens X……126
Tableau IV-28 : Vérification l'effet P-Δ sens Y……126

Tableau IV-29 : Vérification de cisaillement des poutres……..……127
Tableau IV-30 : Vérification de cisaillement des poteaux suivant (x) ……..……127
Tableau IV-31 : Vérification de cisaillement des poteaux suivant (y) ……..…128
Tableau IV-32 : Vérification de l'effort normal réduit à la base……128

Chapitre.V : FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V-1 : Les données de calcul……..……131
Tableau V-2 : Efforts internes maximum des poutres principales…….....……133
Tableau V-3 : Efforts internes maximum des poutres secondaires……133
Tableau V-4: Section des armatures longitudinales des poutres principales……..……134
Tableau V-5 : Section des armatures longitudinales des poutres secondaires……...…134
Tableau V-6 : Vérification des poutres principales à l'E.L.S……...…..136
Tableau V-7 : Vérification des poutres secondaires à l'E.L.S……137
Tableau V-8 : Contraintes de cisaillement dans les poutres porteuses……...……138
Tableau V-9 : Contraintes de cisaillement dans les poutres non porteuses……139
Tableau V-10 : Vérification de la flèche des poutres porteuses……...…..139
Tableau V-11 : Vérification de la flèche des poutres non porteuses……...…140
Tableau V-12 : ferraillage de la poutre de chainage……..……140
Tableau V-13 : Vérification de poutre de chenage à l'E.L.S……...…140
Tableau V-14 : Contraintes de cisaillement dans la poutre de chenage……141
Tableau V-15 : Les données de calcul……143
Tableau V-16 : Sections des armatures longitudinales des poteaux……..……144
Tableau V-17 : Vérification des contraintes à l'E.L.S……..……..146
Tableau V-18 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……149
Tableau V-19 : Les armatures transversales et leurs espacements……...…..150
Tableau V-20 : Vérification de la quantité d'armatures transversales……...…150
Tableau V-21 : Les données de calcul……154
Tableau V-22 : Calcul des armateurs verticaux des voiles plains……..…155
Tableau V-23 : Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA….156
Tableau V-24 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains……..……157
Tableau V-25 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins……..……158
Tableau V-26 : Diamètre des armateurs transversaux……..…..159
Tableau V-27 : Calcule de l'armature verticale des trumeaux……...……160
Tableau V-28 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux……...……161

Tableau V-29 : Calcule de l'armature horizontaux des trumeaux……..……161
Tableau V-30 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux……165
Tableau V-31 : calcul d'armatures longitudinales et transver……...…….165

Chapitre. VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI-1 : Récapitulatif pour le dimensionnement des semelles isolées……...….168
Tableau VI-2 : Vérification des contraintes……..….168
Tableau VI-3 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux……..…171
Tableau VI-4 : Vérification des contraintes ……..……172
Tableau VI-5 : Armatures principales des semelles filantes……..……173
Tableau VI-6 : Armatures de répartition des semelles filantes……..……174
Tableau VI-7: Vérification des longueurs de scellement……..……..174
Tableau VI-8 : Vérification de la stabilité au renversement……..……175
Tableau VI-9 : Détermination de la hauteur de libage des semelles……..…176
Tableau VI-10 : Détermination des valeurs de q des poutres de libages……...…177
Tableau VI-11 : Calcul des moments de la poutre de libage en travée et appui……178
Tableau VI-12 : Détermination des moments des poutres de libages (ELU, ELS)……178
Tableau VI-13 : Ferraillage longitudinale à l'ELU des poutres de libages……179
Tableau VI-14 : Vérification des contraints à L'ELS……179
Tableau VI-15 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……...……180

Chapitre.I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I-1 : Façade principale……...….3
Figure I-2 : Plan du RDC……..……4
Figure I-3 : Eprouvette (16×32) ……..…….…….8
Figure I-4 : Diagramme contrainte déformation du béton……...10
Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier……..…11

Chapitre.II : PREDIMENTIONNEMENT

Figure II-1 : plancher à corps creux…….....14
Figure II-2 : Dimensions du corps creux……...……...14
Figure II-3 : Simple et double cloisons……..…….……15
Figure II-4 : Composants d'un plancher terrasse……...…….……17
Figure II-5 : Composants d'un plancher courant…….……18
Figure II-6 : composants de la dalle de terrasse……..……19
Figure II-7 : Composants d'un balcon de l'étage…….20
Figure II-8 : Dimensionnement de la poutre……...……21
Figure II-9 : Section réduite du poteau……..…..25
Figure II-10 : Représentation du poteau le plus sollicite……..……..……..25
Figure II-11 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……..……31

Chapitre. III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III-1 :L'acrotère……...……32
Figure III-2 : Section de B.A à l'ELU……..34
Figure III-3 : Ferraillage de l'acrotère……...……..……38
Figure III-4 : Schéma statique de la poutrelle……..……39
Figure III-5 : Choix de disposition des étaiements……...…….....……42
Figure III-6 : Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire…….……44
Figure III-7 : Charges revenant à la poutrelle…….……46
Figure III-8 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELU)……...……46
FigureIII-9 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées(ELS) ……47
Figure III-10 : Poutrelles à trois travées…….……..…48
Figure III-11 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU) ……48
Figure III-12 : Diagramme du moment (ELS) …….……...49
Figure III-13 : Section de béton des poutrelles……...……50
Figure III-14 : Ferraillage des travées et des appuis……...……52

Figure III-15 : Ferraillage de la table de compression……...…….……58
Figure III-16 : Représentation d'un escalier……...……..….60
Figure III-17 : Modélisation d'escalier……..……..61
Figure III-18 : Charges revenant aux escaliers…….....64
Figure III-19: Les différents efforts……..……...….65
Figure III-20: Les différents efforts……..……...….66
FigureIII-21 : Schéma statique pour la (II^{ème})volée…….71
Figure III-22: Les différents efforts…….……72
FigureIII-23 : Les différents efforts……..…..……..73
FigureIII-24 : Dimensionnement de la poutre……..…77
FigureIII-25 : Dalle pleine……....82
FigureIII-26 : La dalle pleine sous l'escalier princ……..…87
FigureIII-27 : Déplacement des zones rigides…….……....….88
FigureIII-28 : Ligne de rupture…….……..….89
FigureIII-29 : Dimensions de la dalle machine……90
FigureIII-30 : Ascenseur avec local machine……..…….....91
FigureIII-31 : Lignes de rupture dans la dalle machine……..….……94
FigureIII-32 : La vérification de non poinçonnement……..…97

Chapitre.IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV-1 Disposition des voiles……..…...……..99
Figure IV-2 : Type des poteaux…….……...……..101
Figure IV-3 : Voile plein……101
Figure IV-4 : Les voiles avec ouvertures…….……..102
Figure IV-5 : Spectres de réponse…….….112
Figure IV-6 : Le comportement de 1er mode……..……..……..113
Figure IV-7: Le comportement de 2ème mode……..……..114
Figure IV-8 : Le comportement de 3ème mode……...…….……..….114
Figure IV-9 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……....……119
Figure IV-10 : Distribution des forces sismiques……...……....119
Figure IV-11: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X…….……120
Figure IV-12 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……....121
Figure IV-13 : Déplacements en tête…….……125

Chapitre .V : FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V-1: Ferraillage des poutres……...……135
Figure V-2: Ferraillage des poteaux…….……..147
Figure V-3: Les armatures transversales et les épingles des voiles…….…..159
Figure V-4: La zone de recouvrement des voiles……..…….160
Figure V-5: Moments et efforts tranchants dans les linteaux……...……..…163
Figure V-6: Armatures du linteau selon le RPA 99……..……164

Chapitre. VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI-1: Semelle isolée sous poteau……..……...…167
Figure VI-2: Les bulles de pression…….……..……169
Figure VI-3:Disposition des semelles……...……..……..…..170
Figure VI-4: Semelle filante sous poteaux……..……..…….172
Figure VI-5: Schema represente poutre de libage……..……176
Figure VI-6: Ferraillage de la longrine…….…….……182

REMERCIEMENTS

Dédicace .....
Résumé : .....
Notation .....
Liste des tableaux .....
Sommaire.....
INTRODUCTION GÉNÉRALE : .....
PLAN DE TRAVAIL: .....

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LOUVRAGE

I.1. Introduction: 1
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage: 1
I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment: 1
I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment: 1
I.2.3. Système de contreventement: 1
I.2.4. Planchers: 2
I.2.5. Maçonnerie: 2
I.2.6. revêtement: 2
I.2.7. L'acrotère: 2
I.2.8. les escaliers: 2
I.2.9. la toiture : 3
I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux : 5
I.3.1. Béton : 5
I.3.2. Béton arme : 6
I.3.3.Acier : 8
I.4. Principe de calcul du CBA 93 : 9
I. 4.1.E.L.U de résistance : 10
I. 4.2. L'E.L.S: 11
I. 4. 3. Contrainte limite de l'acier : 12
I .5.Conclusion : 12

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction : 13
II .2. Pré dimensionnement des planchers : 13
II.2.1.Plancher à corps creux : 13
II.2.2.Dalle pleine : 14
II.3. Evaluation des charges et surcharge : 15

II.3.1. Maçonnerie : 15
II.3.2. plancher terrasse : 17
II.3.3.Plancher courant : 18
II.3.4. Dalle pleine : 19
II.4. Pré dimensionnement des poutres: 20
II.5. Pré dimensionnement des poteaux : 22
II.5.1. Étapes de pré dimensionnement : 22
II.5.2. Dimensions des poteaux : 23
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f : 23
II.5.4. Calcul de l'effort $\boldsymbol{Nu}$: 24
II.5.5. la surface reprise par le poteau : 26
II.5.6. Descente des charges: 26
II.5.7.Effort normal de résistance : 27
II.5.8. Vérification selon le RPA 99 VERSION 2003 : 28
II.5.9.Vérification des sollicitations normales : 29
II.5.10. Vérification aux zones nodales : 30
II.6. Pré dimensionnement des voiles: 30

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Calcul de l'acrotère : 32
III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations : 32
III.1.2. Calcul des efforts : 33
Tableau III.2. Les efforts sur l'acrotère. 33
III.1.3. Calcul du ferraillage : 33
III.1.4.Vérification de l'effort tranchant: 37
III.1.5.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton: 38
III.1.6.Vérification de l'acrotère au séisme:(RPA.99 version 2003): 38
III.2.Calcul des poutrelles: 39
III.2. 1.Calcul avant coulage: 39
III.2.2.Après coulage : 40
III.2.3.Méthode de calcul des poutrelles : 42
III2.4.Calcul des charges et surcharges : 45
III.2.5.Sollicitations de calcul : 45
III.2.6.Ferraillage des poutrelles : 50
Évaluation détaillée de la flèche : 56
III.2.7. Ferraillage de la table de compression : 58
III.3.Calcul des escaliers: 59
III.3.1. Introduction: 59

III.3.2.Terminologie: 59
III.3.3. Dimensionnement:..... 60
III.3.4. Evaluation des charges et surcharges: 62
III.3.5. Détermination des sollicitations: 64
III.3.6. Détermination des efforts: 64
III.3.7. Calcul du ferraillage: 67
III.3.9. Calcul du ferraillage: 73
III.4.Calcul de la poutre palière :..... 77
III.4.1.Prédimensionnement : 77
III.4.2.Vérification des prescriptions du RPA 99 :..... 78
III.4.3.Charges et surcharges:..... 78
III.4.4.Calcul du ferraillage: 78
III.5. Calcul des dalles pleines: 81
III.5.1. Définition: 81
III.5.2. Méthode de calcul: 81
III.6.Dalle machine :..... 90
III.6.1.Introduction : 90
III.6.2. Pré dimensionnement : 90
III.6.3. Déterminations des charges permanentes et d'exploitations :..... 91
III.6.3.a.Charges permanente : 91
III.6.3.b.Poids de la machine supporté : 92
III.6.3.c.Charge d'exploitation : 92
III .6.4. Calcul des sollicitations :..... 93
III.6.5.a. Méthode de calcul :..... 93
III.6.5.b.Principe de calcul: 93
III.6.5.c.Principe du travail virtuel : 94
III.6.6.Calcul du ferraillage: 94
III.6.8. Vérification de la flèche: 97
III.6.9.Vérification de non poinçonnement : 97

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction :..... 98
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :..... 98
IV.2.2.Centre de torsion :..... 100
IV.2.3. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants:..... 100
IV.2.4.Excentricité :..... 103
IV.3.Choix de la méthode de calcul :..... 105
IV.3.1.Introduction :..... 105

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :..... 105
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :..... 106
IV.3.3.1. Principe : 106
IV.3.3.2.Modélisation :..... 106
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul :..... 106
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique
IV.4.4.Calcul de la force sismique totale : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement :..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.5.2.Moment de renversement :..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.5.3.Moment stabilisant :..... **Erreur ! Signet non défini.**3

IV.4.6.Vérification des déplacements inter-étages :..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.7.Vérification des déplacements en tête :..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.8.Vérification vis à vis de l'effet P-$\underline{\Delta}$:[*Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003*]**Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.9.Vérification de cisaillement des éléments :..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base :..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.8.a.les poteaux : Selon RPA99 VERSION 2003..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.5.Conclusion général :..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE V : CALCUL DU FERRAILLAGE

V.1. Introduction : 130
V.2. Les combinaisons des charges :..... 130
V.3.Ferraillage des poutres :..... 130
V.3.1. Recommandation des règlements : *Selon le RPA99 (Art7.5.2)* 131
V.3.2. Selon le CBA93 [A.7.1.2]: 132
V.3.4.sollicitations de calcul: 132
V.3.5.Calcul des armatures longitudinales:..... 133
V.3.6. Vérification des contraintes à l'E.L.S: 135
V.3.7. Vérification des contraintes de cisaillement :..... 137
V.3.8. Vérification de la flèche : 139
V.3.9. Le ferraillage de la poutre de chainage : 140
V.3.9. Recommandations pour les poutres..... 141
V.4.Ferraillage des poteaux :..... 142
V.4.1. Recommandation des règlements : *Selon le RPA99 [Art 7.4.2.1]:* 142
V.4.2. Recommandation des règlements *: Selon le CBA 93 :* 142

V.4.3.Calcul des aciers longitudinaux à l'E.L.U : 142
V.4.3.a. Etat limite de résistance : 142
V.4.3.b.Etat limite de stabilité de forme : 143
V.4.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S : 145
V.4.5. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant : 147
V.4.5.1.Contrainte de cisaillement : 147
V.4.5.2.Calcul des aciers transversaux : 148
V.4.6.Récapitulation des résultats : 149
V.4.7.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale : *[Art 7.4.2.2]* 150
V.5.Ferraillage des voiles : 151
V.5.1.Introduction : 151
V.5.2. Les voiles pleins : 151
V.5.3.Voiles avec files d'ouvertures : 151
V.5.5.Ferraillage des voiles pleins : 154
V.5.5.3. Armatures transversales : 158
V.5.6.Ferraillage des voiles avec ouverture : 160
A.2. Vérification des armatures à ELS : 161
V.5.6.b. Les linteaux : 161
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
VI.1. INTRODUCTION : 166
VI.2.Reconnaissance des lieux et du sol: 166
VI.3. Choix du Type de fondation : 166
VI.4.Dimensionnement et calcul des semelles : 166
VI.4.1.Les semelles isolées : 167
VI.4.2.Vérification des contraintes: 168
VI.4.3.Semelles filantes : 169
VI.4.5.Calcul des moments : 178
VI.4.6.Calcul du ferraillage : 179
VI.5. Les longrines : 180
VI.5.1. Introduction : 180
VI.5.2. Pré dimensionnement : 180
VI.5.3. Sollicitations : 180
VI.5.4. Ferraillage : 181
CONCLUSIONS 183
Références bibliographiques ..... **Erreur ! Signet non défini.**

INTRODUCTION GENERALE :

Le présent travail est une étude technique complète de dimensionnement d'un bâtiment (R+7), bloc d'angle à BERROUAGHIA wilaya de MÉDÉA dans le programme de la résorption progressive de l'habitat précaire.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi que le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, …); cette étape fait l'objet des chapitres I, II et III.
- Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité,) de chapitre VI.
- Pour l'étude dynamique, on a opté pour le logiciel « **SAP 2000 17** » comme outil de conception, cette étape fait l'objet de chapitre IV.
- Etude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure; cette étape fait l'objet du chapitre V.
- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix de type de fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de superstructure, c'est l'objet du chapitre VI.
- On terminera le travail par une conclusion générale.

PLAN DE TRAVAIL:

Le présent travail consiste à une étude des éléments résistants d'un bâtiment en (RDC +7) à usage d'habitation implanté à BERROUAGHIA.

L'étude de ce projet se menée selon le plan de travail suivant:

- Après une introduction sur l'ouvrage donnant les caractéristiques géométriques, l'ossature, le système de contreventement et les caractéristiques des matériaux (béton et aciers).
- Le second chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments de la structure et évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- Le troisième chapitre traite les éléments secondaires (planchers, escaliers…).
- Le quatrième chapitre consiste à l'étude dynamique qui optée par le logiciel SAP 2000 17. L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux; et l'adoption du ferraillage de la structure fait l'objet du cinquième chapitre.
- On procède au sixième chapitre au calcul de ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de la superstructure. L'estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure; le choix de type de fondations le plus convenable fait l'objet de septième chapitre.
- A la fin; on terminera notre travail avec une conclusion générale.

Chapitre.I
Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction:

Nous nous proposons de faire l'étude d'un bloc résidentiel dans le but de :

- D'assurer le dimensionnement correct, la résistance, la stabilité et l'économie de la structure.
- De faire les calculs de la structure en vue de la réalisation des plans de coffrage et de ferraillage.

L'objet de notre étude est le calcul d'un bâtiment à huit niveaux à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible.

Ce projet rentré dans le cadre de la réalisation d'un programme de 25 logements sociaux, implanté à «**Berrouaghia** » wilaya de Médéa, cette région est classée par le RPA 99 version 2003 à sismicité moyenne (**II_a**).

Description de l'ouvrage :

Le projet en question est composé de (08) niveaux en superstructure dont un rez-de-chaussée et (07) étages courants avec terrasse inaccessible.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment:

- longueur total de bâtiment : 23.13m ;
- largeur total du bâtiment : 22.60m.

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment:

- hauteur de rez-de-chaussée : 3.23m ;
- hauteur de l'étage : 3.23m ;
- hauteur totale du bâtiment : 25.84m.

I.2.3. Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement assure par des voiles. Les voiles de contreventement doivent reprendre la totalité 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 leurs interactions à tous

les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.2.4. Planchers:

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux ;
- planchers à dalle pleine.

I.2.5. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur

I.2.6. revêtement:

Le revêtement de la structure est constitue par :

- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau ;
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures.

I.2.7. L'acrotère:

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

I.2.8. les escaliers:

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un seul type d'escaliers : escaliers droit à trois volées.

I.2.9. la toiture :

La toiture est réalisée en tuile mécanique et la sous toiture en plaque de plâtre.

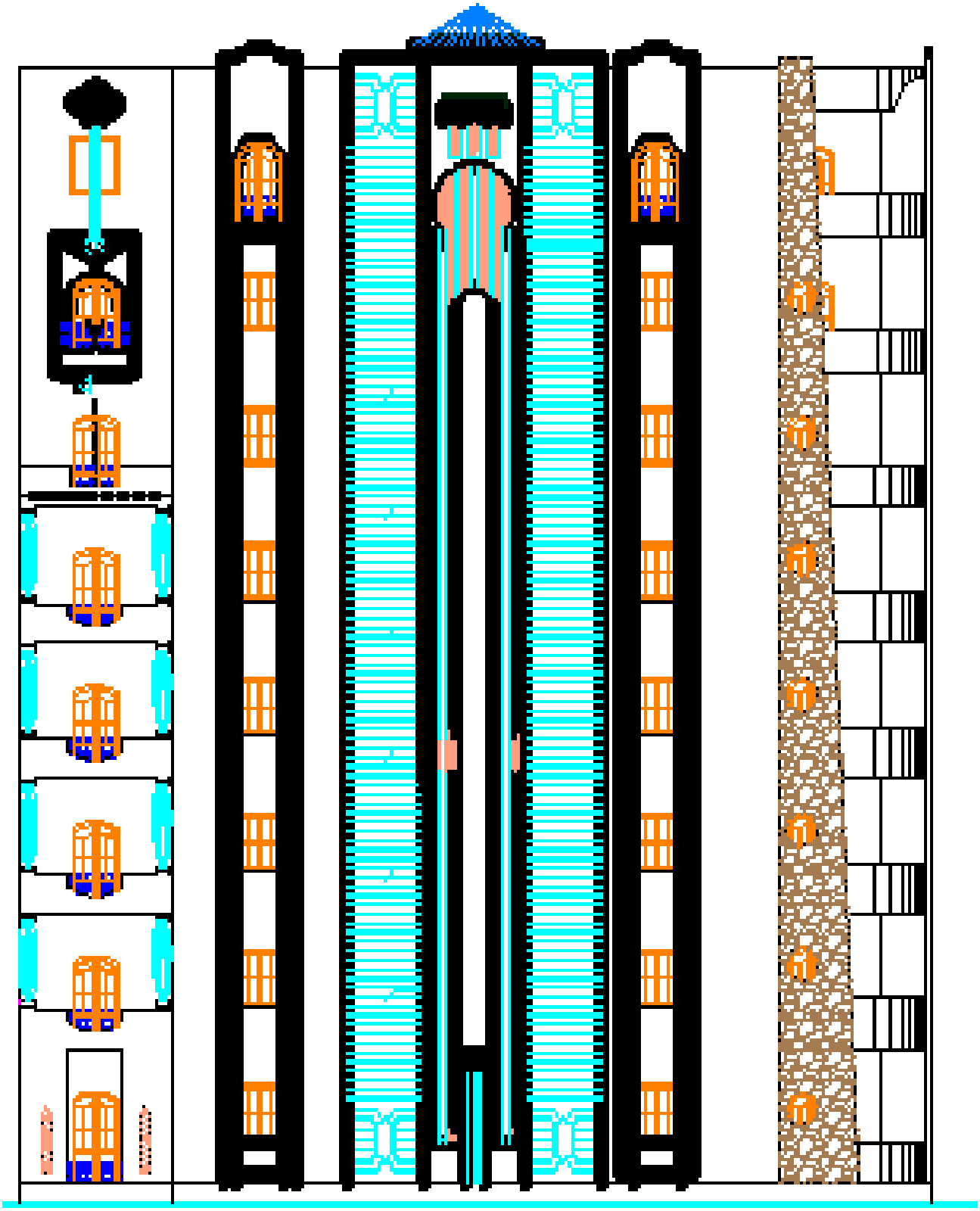


Figure I.1. Facade principale.

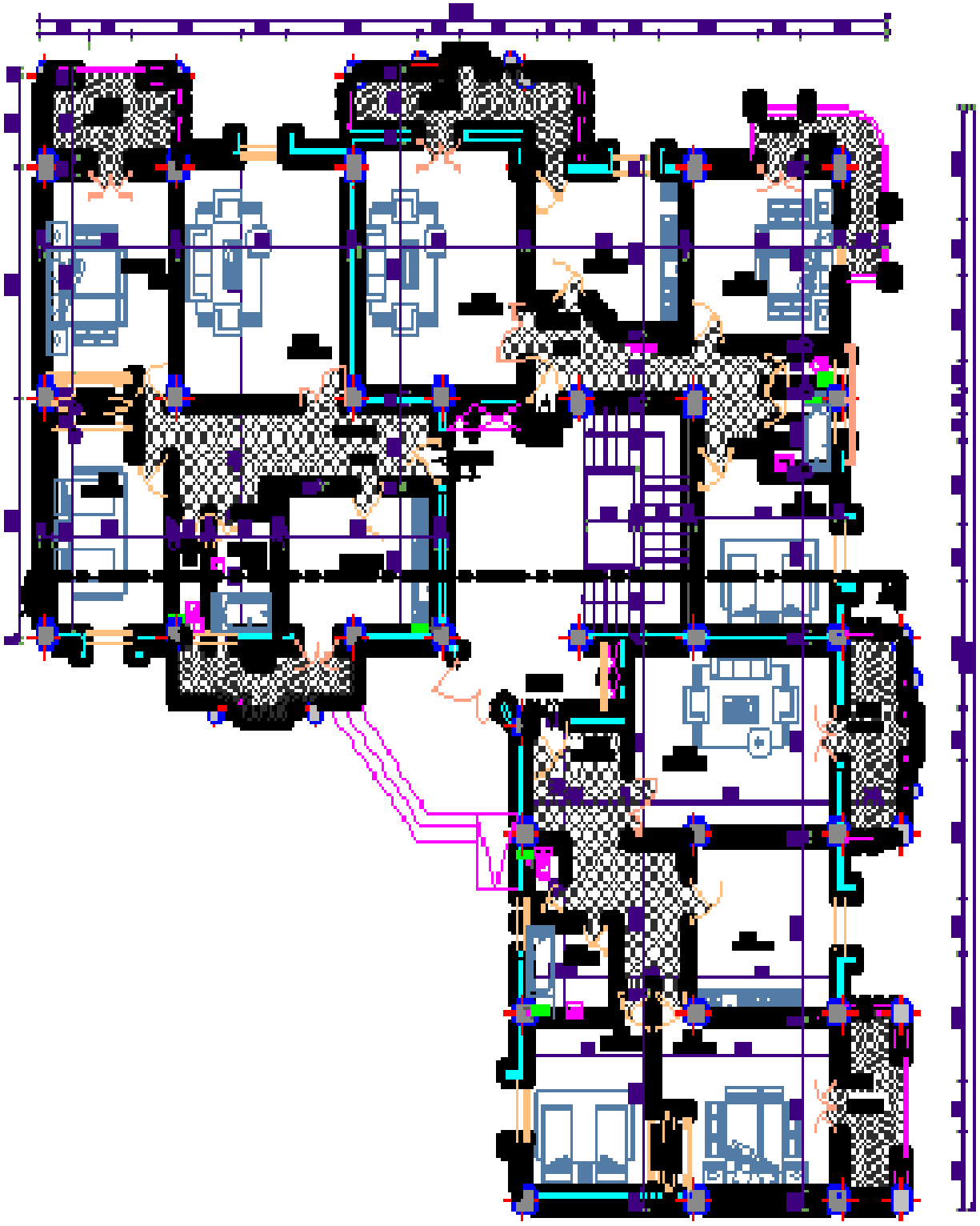


Figure I.2. Plan de RDC.

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

I.3.1. Béton :

Le Béton est constitue par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelles « Granulats » (sable, gravier), du ciment et de l'eau.

a. caractéristique du béton :

- Facile à fabriquer et à mettre en œuvre sur chantier ;
- Bonne résistance aux actions climatiques ;
- Bonne résistance à la compression ;
- Faible résistance à la traction.

b. ciment :

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

- Resistance mécanique ;
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (CPJ 32.5)

c. Granulats :

Le béton est constitue de deux types de granulats :

- Sable de dimension inferieure à 6 mm ;
- Gravier de dimension inferieur a 25mm (8/15 et 15/25).

d. Eau de gâchage :

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

e. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour 1 m^3 de béton, on utilise environ :

- 350 à 400 kg de ciment ;
- 175 à 200 kg d'eau ;
- 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm) ;
- 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm).

Ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherche.

I.3.2. Béton arme :

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

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

a. Resistance du béton :

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

b. Resistance caractéristique a la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression a vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm^2 de section (16cmx32cm).

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

$f_{cj}=\frac{j}{4.76+0.83j}\times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} \leq$ 40MPA

$f_{cj}=\frac{j}{1.4+0.95j}\times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} >$ 40MPA

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

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

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

c. Resistance à la traction :

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

- En traction directe ;
- En traction par fendage ;
- En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton " f_{tj} " est déduite de celle à la compression par le biais de la relation: $f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\,f_{cJ}$

Avec : « f_{cJ} *et* f_{tJ} » en MPa

d.Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / \ a}{\Delta_l / \ l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"),

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

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

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

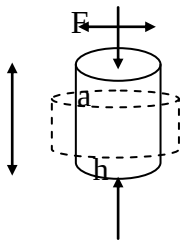


Figure I.3. Eprouvette (16×32).

❖ **Module de déformation longitudinale :**

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

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3}$$

Où :

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

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à : $E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3}$ Soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}$ MPa

I.3.3.Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre.

Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

a. Types d'acier :

Les aciers utilises sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.2. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Rond lisse (ADX)	Armatures transversales	FeE235	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	T ≥ 10	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	0 ≤ Ø ≤ 6	520

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

Expérimentalement, le règlement **CBA93** prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : $[E_s = 2.10^5 MPa]$, **[Art.2.2.1.]**

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ; Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:

- Equilibre statique ;
- L'ouverture des fissures ;
- La stabilité de forme.

Etat limite de service (E.L.S) basé sur:

- La compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- La déformation.

I. 4.1.E.L.U de résistance :

a. Contrainte du béton en compression :

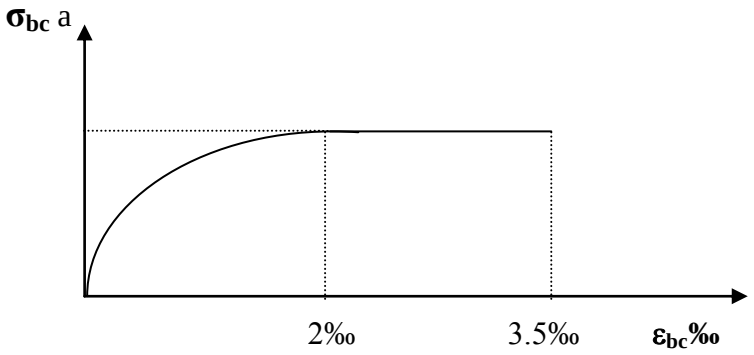


Figure. I.4. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

b. La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} est donnée par la formule: $\overline{\sigma_{bc}} = \dfrac{0{,}85\, f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que ;

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle ;

θ =1 Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

θ =0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

θ =0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

c. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\dfrac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\dfrac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$

d. Contrainte limite de l'acier:

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

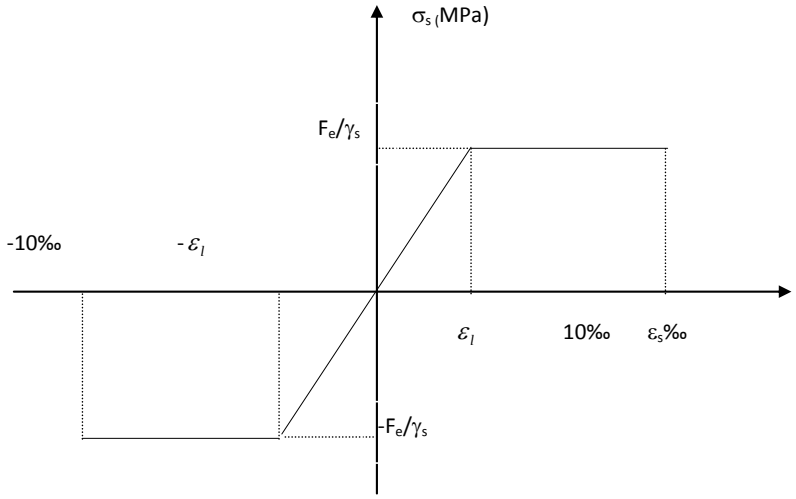


Figure. I.5. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Avec :

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

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

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier ;

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite.

$\varepsilon_s = sFe/\gamma_s . E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I. 4.2. L'E.L.S:

a. E.L.S de compression de béton :

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

A l'état ultime de service, $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$.

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

I. 4. 3. Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2f_e/3;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e/2;90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

I .5.Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2MPa & : situation\ durable \\ 18.48MPa & : situation\ accidentel le \end{cases}$$

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

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

$FeE400, fe = 400MPa$: Pour les armatures longitudinales

$FeE235, fe = 235MPa$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202MPa$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

Chapitre.II
Prédemensionnement

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- les planchers ;
- les poutres ;
- les poteaux ;
- les voiles.

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 utilises :

- Plancher à corps creux ;
- Dalle pleine.

II.2.1.Plancher à corps creux :

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

$$L/25 \leq ht \leq L/20 \quad \text{et} \quad ht \geq L/22.5$$

Avec :

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

Pour le cas de notre structure, nous avons **: L** = 4.4m**.**

$440/25 \leq ht \leq 440/20 \Rightarrow 17.6\ cm \leq ht \leq 22cm$; **et** $ht \geq 440/22.5 \Rightarrow ht \geq 19.56cm$.

On choisit : **ht = 20** cm on adoptera donc un plancher a corps creux du type **(16+4).**

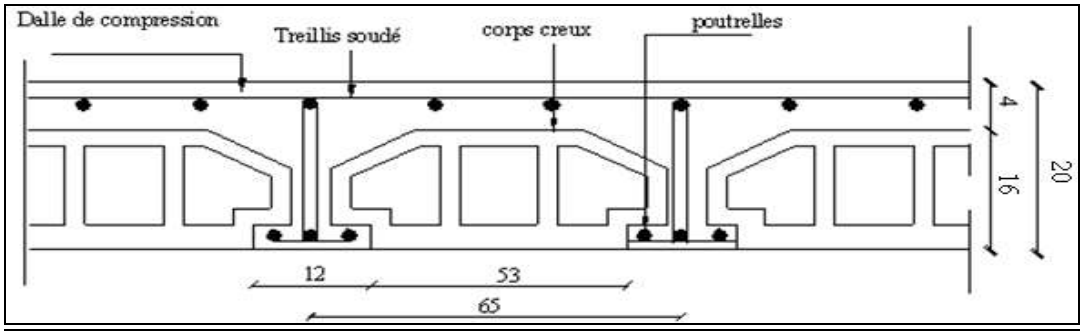


Figure. II.1. plancher a corps creux.

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

- ht ≥ 16 cm

On a : 20cm ≥16 cm (condition vérifiée).

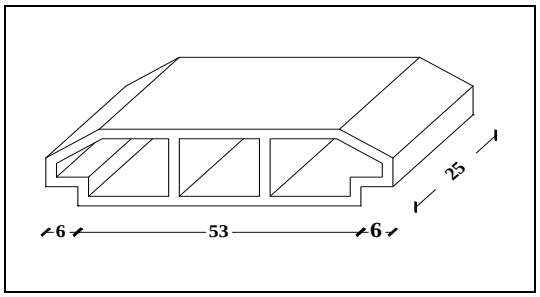


Figure II.2. Dimensions du corps creux.

II.2.2.Dalle pleine :

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

- **Critère de résistance :**

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : **[CBA 93]**

  (Lx/45) ≤ ep ≤ (L x /40)

- dalle reposant sur deux appuis :

  (Lx / 35) ≤ ep ≤ (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 : $440/45 \le ep \le 440/40 \Rightarrow 9.7 \le ep \le 11cm$;
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm ;
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm.

➢ **Conclusion :**

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

➢ **Condition de la flèche :**

Si L ≤ 5m $\Rightarrow f \le \frac{L}{500}$.

Si L > 5m $\Rightarrow f \le \frac{L}{1000} + 0.05$

II.3. Evaluation des charges et surcharge :

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

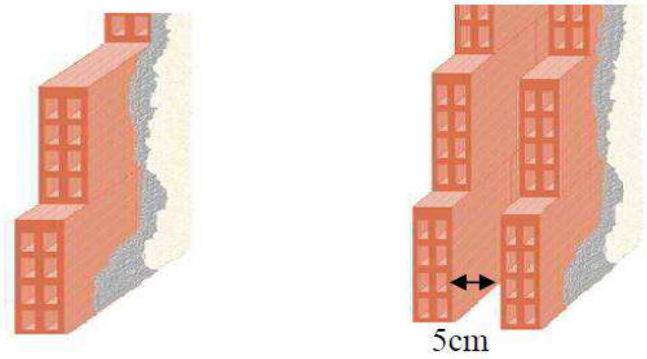


Figure II.3. Simple et double cloisons.

Tableau II.1. Charges permanentes du mur double cloison.

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
02	Brique creuse	0.10	9	0.90
03	Lame d'aire	0.10	/	/
04	Brique creuse	0.10	9	0.90
05	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente G				**2.52**

II.3.1.b. Murs intérieurs (simples-cloisons) :

Tableau II.2.charges permanentes du mur simple cloison.

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
02	Brique creuse	0.10	9	0.90
03	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente G				**1.62**

II.3.2. plancher terrasse :

II.3.2.a. charges permanentes :

Tableau II.3.charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.14	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Plancher corps creux	16+4	2.8
9	Enduit en ciment	0.02	0.36
Charge Permanente G			6.66

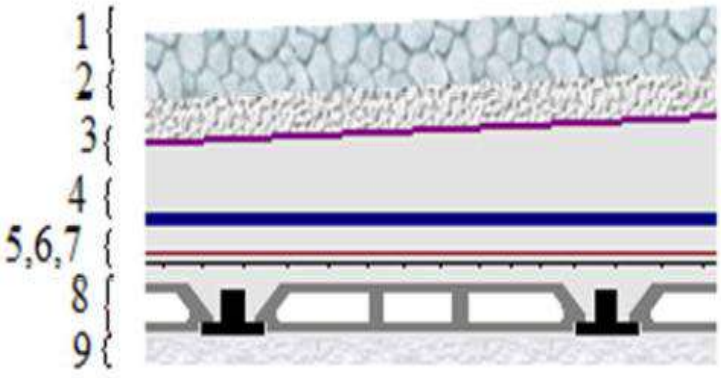


Figure. II.4. Composants d'un plancher terrasse.

II.3.2.b. charges d'exploitation :

Le plancher terrasse est inaccessible : **Q = 1kN/m^2**

II.3.3.Plancher courant :

II.3.3.a.Charges permanentes :

Tableau II.4. Charges permanentes du plancher courant.

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.30	0.54
4	Plancher corps creux	16+4	2.8
5	Enduit en ciment	0.02	0.36
6	Cloison légère	0.10	1.62
Charge permanente G			**6.16**

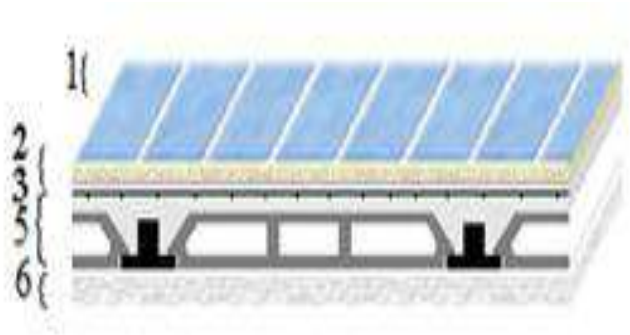


Figure II.5.composants d'un plancher courant.

II.3.3.b. charges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1.5kN/m^2**

II.3.4. Dalle pleine :

II .3.4.a. Terrasse :

Tableau II.5. Charge permanente terrasse.

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravier roulé (25/40)	0.05	0.9
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.14	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	0.16
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de ciment	0.02	0.36
Charge permanente G			**7.61**



Figure II.6. Composants de la dalle de terrasse.

II.3.4.b. Balcons de l'étage :

Tableau II.6. Charge permanente de la dalle d'étage.

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.04	0.40
3	Lit de sable	0.03	0.54
4	Cloison léger	0.1	1.62
5	Dalle plein	0.15	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	0.36
Charge permanente G			**7.11**

II.3.4.c. Charges d'exploitation :

Pour les balcons, Charge permanente due aux balcons d'étage: Q = 3,5 KN/m².

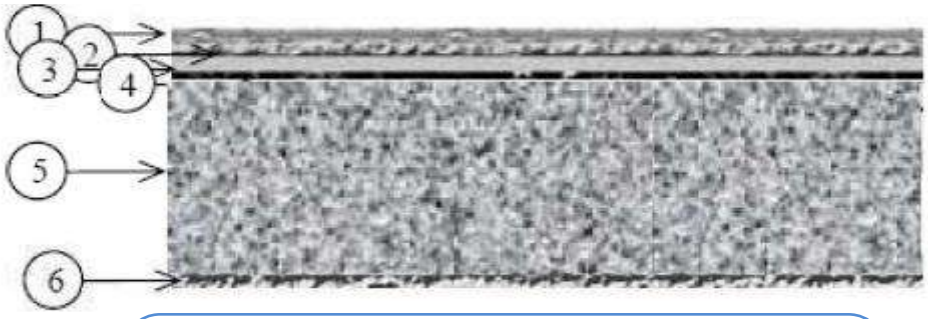


Figure II.7. Composants d'un balcon de l'étage.

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

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

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux charges de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

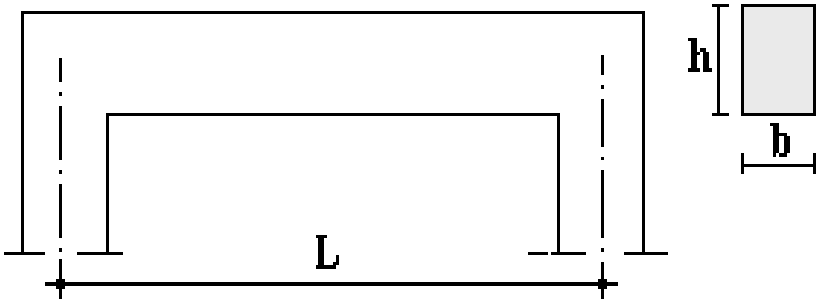


Figure II.8. Dimensionnement de la poutre.

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

Le pré dimensionnement des poutres est donne par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

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

[Art 7.5.1] en zone II sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- $b_{max} \leq 1.5+b1$

Tableau II.7. Prédimensionnement des poutres.

		poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	Bloc	Lmax= 4.70m ⇒ 31.33cm ≤h≤47 (cm) on adopte h = 40 cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤28cm on adopte b = 30 cm	Lmax = 4.40m ⇒ 29.33 cm ≤ h ≤44cm on adopte h = 35 cm ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	Bloc	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1. 6≤ 4	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.4≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	Bloc	(h/L=0 .087≥(1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.080)≥(1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	Bloc	**h = 40cm ; b = 30 cm**	**h = 35 cm ; b = 30 cm**

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

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

II.5.1. Étapes de pré dimensionnement :

- ✦ choix du poteau le plus sollicité ;
- ✦ calcul de la surface reprise par le poteau ;
- ✦ détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- ✦ les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA 99 VERSION 2003 [Art.7.4.1].

II.5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- Min $(b_1, h_1) \geq 30cm$: Zone IIa
- Min $(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$

Tableau II.8.pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		7ème	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1er	RDC
Dimension du poteau	b1 (cm)	35	35	40	40	45	45	50	55
	h1 (cm)	35	35	40	40	45	45	50	55

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement $\mathbf{L_f}$ comme suit :

- 0.7×L_0 : si le poteau est encastre à ses extrémités :
  - Soit encastre dans un massif de fondation ;
  - Soit assemble a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considère et le traversant de part en part.
- L_0: dans les autres cas.

Avec : L_0= 2.83 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation a la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Tableau II.9. Détermination de la longueur de flambement.

Niveau	Dimension de poteau (cm x cm)	L_f	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
7ème	35×35	1.981	0.101	19.61
6ème	35×35	1.981	0.101	19.61
5ème	40×40	1.981	0.115	17.16
4ème	40×40	1.981	0.115	17.16
3ème	45×45	1.981	0.129	15.25
2ème	45×45	1.981	0.129	15.25
1er	50×50	1.981	0.144	13.75
RDC	55×55	1.981	0.158	12.54

II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$.

L'effort normal admissible est :

$$N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$i = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

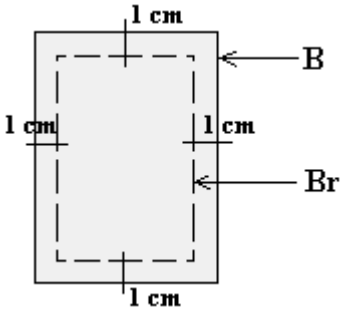


Figure II.9 . Section réduite du poteau.

Tableau II.10.calcule de$\overline{Nu}$.

Niveau	Dimension (cm × cm)	Br (mm^2)	L_0(m)	λ	α	As (mm^2)	$\overline{N}_u$ (kN)
7ème	35×35	108900	2.83	19.61	0.799	122.5	1645.361
6ème	35×35	108900	2.83	19.61	0.799	122.5	1645.361
5ème	40×40	144400	2.83	17.16	0.811	160	2213.807
4ème	40×40	144400	2.83	17.16	0.811	160	2213.807
3ème	45×45	184900	2.83	15.25	0.818	202.5	2852.508
2ème	45×45	174900	2.83	15.25	0.818	202.5	2852.508
1er	50×50	230400	2.83	13.75	0.824	250	3587.385
RDC	55×55	280900	2.83	13.75	0.828	302.5	4394.253

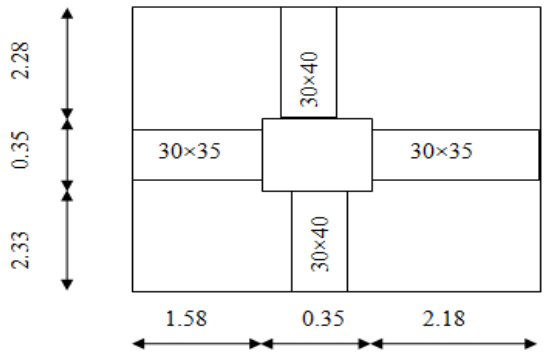


Figure. II.10. Représentation du poteau le plus sollicite.

II.5.5. la surface reprise par le poteau :

- Surface du plancher revenant au poteau: S_p= (1.58+2.18) x (2.28+2.33) **=17.33m^2**
- Surface total: St= (1.58+0.35+2.18) x (2.28+0.35+2.33) **=20.39m^2**

II.5.6. Descente des charges:

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicite, a chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudie s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.6.a. Charges Permanente :

Tableau II.11. Tableau des charges permanentes.

Niveau	H_e (m)	S_{pot} (m^2)	$G_{plancher}$ (KN)	G_{pp} (KN)	G_{ps} (KN)	G_{pot} (KN)	G_{niveau} (KN)	$G_{cumules}$ (KN)
7ème	3.23	0.123	115.42	13.83	9.87	9.89	149.01	149.01
6ème	3.23	0.123	106.75	13.83	9.87	9.89	149.01	298.02
5ème	3.23	0.160	106.75	13.68	9.74	12.92	143.09	441.11
4ème	3.23	0.160	106.75	13.68	9.74	12.92	143.09	584.2
3ème	3.23	0.203	106.75	13.53	9.60	16.35	146.23	730.43
2ème	3.23	0.203	106.75	13.53	9.60	16.35	146.23	876.66
1er	3.23	0.250	106.75	13.38	9.48	20.19	149.80	1026.46
RDC	3.23	0.303	106.75	13.23	9.35	24.43	154.06	1180.52

II.5.6. b.Charges d'exploitation :

- **Loi de dégression :**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes .c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de basse donnée ci applicable.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_1 + \cdots + Q_0)$$

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

Cette équation est donnée par **« BAEL 91 modifié 99 ».**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

***n*:** Nombre d'étage.

***Q_0*:** La structure d'exploitation sur la terrasse.

***Q_1, Q_2,……, Q_n*:** Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.12. Tableau des charges d'exploitation.

Etage	Q(KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q cumules
7ème	Q0	20.39		20.39
6ème	Q1	30.58	1	50.97
5ème	Q2	30.58	0.95	78.50
4ème	Q3	30.58	0.90	102.97
3ème	Q4	30.58	0.85	124.38
2ème	Q5	30.58	0.80	142.73
1 er	Q6	30.58	0.75	158.02
RDC	Q7	30.58	0.70	170.26

II.5.7.Effort normal de résistance :

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

$N_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$

$\bar{N}_u = 1.1N_{ultime}$

Tableau II.13. Tableau de vérification.

Etage	G_{cumule} (KN)	Q_{cumule} (KN)	N_{ultime}(KN)	$1.1N_{ultime}$(KN)	$\overline{N}_u$	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
7ème	149.01	20.39	231.75	254.92	1645.361	oui
6ème	298.02	50.97	478.78	526.66	1645.361	oui
5ème	441.11	78.50	713.25	784.58	2213.807	oui
4ème	584.2	102.97	943.13	1037.44	2213.807	oui
3ème	730.43	124.38	1172.65	1289.92	2852.508	oui
2ème	876.66	142.73	1397.59	1537.35	2852.508	oui
1 er	1026.46	158.02	1622.75	1785.03	3587.385	oui
RDC	1180.52	170.26	1849.09	2034.00	4394.253	oui

II.5.8. Vérification selon le RPA 99 VERSION 2003 :

D'après le RPA99 version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.14.vérifications de coffrage des poteaux.

Condition a vérifié	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h)=45cm≥ (he/20) = (3.23 - 0.40)/20=14.15cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.5.9.Vérification des sollicitations normales :

Et d'autre part des **RPA 99 version 2003 [ART 7.4.3.1]** outre les vérifications prescrites par Le **CBA** et dont le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{Nd}{Bc \times fc_{28}} \leq 0{,}3$$

Avec :

υ: effort normal réduit.

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton $=1{,}1\times N_u$,

N_d = 1,1. (N_G + N_Q)**)**

B_c : l'air (section brute) de cette section de béton B_c = b×b

Tableau II.15.Vérifications des sollicitations normales.

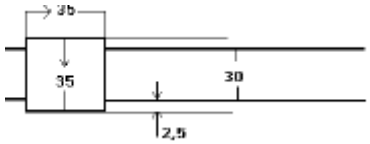
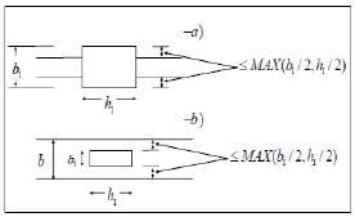
Etage	Section (mm)	N_d (KN)	B_c (mm^2)	υ	υ ≤0.3
7ème	350×350	254.92	122500	0.083	C.V
6ème	350×350	526.66	122500	0.171	C.V
5ème	400×400	784.58	160000	0.196	C.V
4ème	400×400	1037.44	160000	0.259	C.V
3ème	450×450	1289.92	202500	0.254	C.V
2ème	450×450	1537.35	202500	0.298	C.V
1ème	500×500	1785.03	250000	0.285	C.V
RDC	550×550	2034.00	302500	0.268	C.V

II.5.10. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1 + b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2; h_1/2)$

Tableau II.16. Vérification aux zones nodales.

	bmax (cm)	h1 (cm)	b1 (cm)	bmax≤ 1.5h1+b1	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
	30	35	35	Oui	2.5	17.5	Oui
	30	40	40	Oui	5	20	Oui
	30	45	45	Oui	7.5	22.5	Oui
	30	50	50	Oui	10	25	Oui
	30	55	55	Oui	12.5	27.5	Oui

II.6. Pré dimensionnement des voiles:

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

On considère comme voiles les éléments sa contraire, ces éléments sont considères comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h aux extrémités.

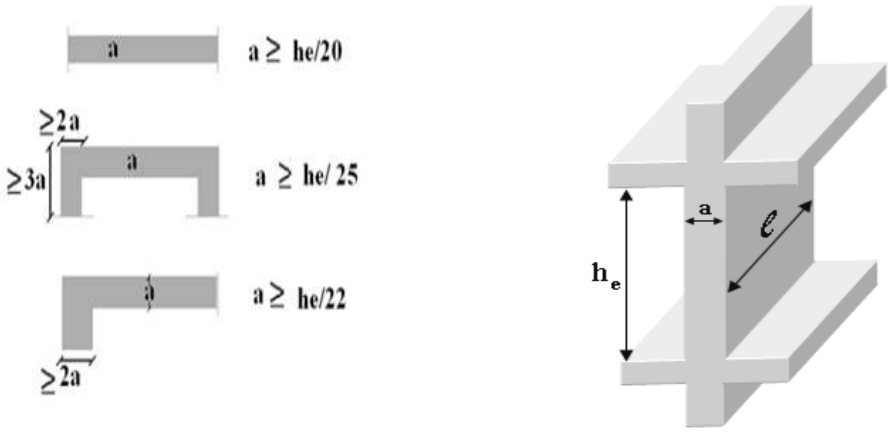


Figure II.11. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

Dans notre cas on a :

he= 3.23-0.4=2.83m.

- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)
- a ≥MAX(15 cm ; 11.32cm;12.86cm;14.15 cm)

On adopte : **a ≥15 cm**

Tableau II.17.Détermination des sections des voiles.

Etage	RDC	1ème	2 ème	3 ème	4ème	5ème	6ème	7ème
L'épaisseur (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15

Chapitre.III
Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton arme de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimile a une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise a un effort normal du a son poids propre et un moment a l'encastrement du a une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée a son extrémité. La fissuration est considère comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

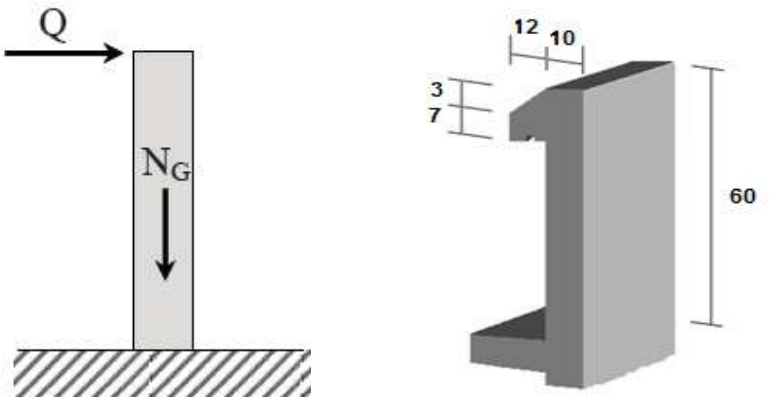


Figure III.1. L'acrotère.

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III.1. Les charges.

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1=1.755
charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

III.1.2. Calcul des efforts :

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

	E.L.U	E.L.S
Effort normal: N_u (kN)	1,35 * G=1.35*1.755= 2.369	G = 1.755
Effort tranchant: T_u (kN)	1,5 * Q = 1.5*1=1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : M_u (kN.m)	1,5 * Q * h =1.5*1*0.6=0.9	Q * h = 0.6

III.1.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Dimensions			**Resistances caractéristiques**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
B	100	Cm	F_{c28}	25	M Pa
H	10	Cm	F_e	400	M Pa
c_1	2.5	Cm	σ_b	14.17	M Pa
c'	2.5	Cm	σ_s	348	M Pa
/	/	/	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/
Longueur de flambement			**Sollicitations**		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
L_0	0,6	M	N_u	2,369	KN
L_f	1,2	M	M_u	0,9	KN.m
/			N_{ser}	1,755	KN
/			M_{ser}	0,6	KN.m

➢ **Etat Limite Ultime:**

- **Calcul de l'excentricité:**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9x100}{2,369} \Rightarrow \quad e_0 = 38,00cm$$

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a : e_0=38,00 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion :**

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

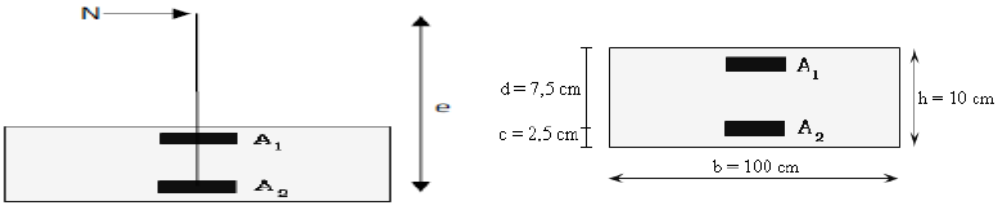


Figure III.2. Section de B.A a l'ELU.

e = e_0 + (h/2-c) ⇒ e = 40,50cm.

M_1 = Nu × e ⇒ M_1 = 0.96 KN.m.

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 cm^2 > A = 0,30 \ cm^2$$

Donc : A = A_{min} = 1,00 cm^2

On adoptera : A_2 = 2Φ10 =1,51cm^2 ; e=15cm

a. **Armatures de répartition:**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0{,}58 \leq Ar \leq 1{,}16$

Donc, on prendra : Ar = 4Φ8 = 2,01 cm²

b. **Espacement:**

$S_t = 20cm \leq S_{min}$ = min [3h=36 cm; 33 cm] =15 cm (cv)

$S_{tr} = \frac{100}{3} = 33\,cm \leq S_{min}$ = min [4h=48 cm; 45 cm]=15 cm (cv)

c. **Vérification à l'état limite de service:**

Données : N_{ser} = 1.755 KN.

M_{ser} = 0,6KN.m.

- **Calcul de l'excentricité:**

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.755} = 34.19\ cm$ $\frac{h}{2} - c = 5 - 2{,}5 = 2{,}5\ cm$ $\leq e_0 = 34.19\,cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{Ser}} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: $B_o = b.h + 15\,(A_1 + A_2) \Rightarrow B_o = 1034,65\ cm^2$;

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A1\ c + A_2\ d)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5{,}084$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4{,}916$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^{\ 3} + \upsilon_2^{\ 3)} + 15\,[A_1(\upsilon_1 - c_1)^2 + A_2(\upsilon_2 - c'_2)^2] \Rightarrow I = 8542.60\ cm^4$.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}680cm.$ Donc : M'G = N_{ser} .CG'

CG'= CG+GG'= CG + (υ1 – (h/2))= e0– (h/2-c) + (υ1 – (h/2))=34.19.

CG'=34.19> $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}680$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

$\sigma_b = k.y_1$ Avec : $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$ $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

- **Détermination d'y_1 :**

Pour déterminer y_1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.18 cm < 0". $\begin{cases}p = -1791.84\ cm^2 \\ q = 21720.6\ cm^3\end{cases}$

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-1791.84)\, y_2 + 21720.6 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -38.052x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases}\cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0{,}744 \Rightarrow \varphi = 138°{,}07 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 48.88cm\end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases}a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 33.94cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -47.43\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 13.49cm\end{cases}$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante:

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

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

Finalement, on trouve : $y_2' = 33.94$ cm

y_2'' = -47.43 cm rejetée comme valeur (< 0)

y_2''' = 13.49 cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $0 < y_1 = 33.94 + (-29.18) = 4.76$ cm $< d = 7,5$ cm

Donc on prend : $y_2 = 33.94$ cm.

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

$$S_{xx'} = 1037.939 cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{1037939} = 0.00169 N/mm^3$$

Donc : $\sigma_b = k y_1 = (1,69 \times 10^{-3}) \times 21.5 \Rightarrow \sigma_b = 0.08$ MPa

Et : $\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1) = (15 \times 1,69 \times 10\text{-}3) \times (75 - 47,6) = 0,69$ MPa

$\sigma_s = 15\ k\ (y_1 - c) = (15 \times 39.78 \times 10^{-3}) \times (21.5 - 75)$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0,08$ MPa $\leq \overline{\sigma}_b = 0,6\ fc28 = 15$ MPa **(c.v)**

$$\overline{\sigma s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f e = 333,33 \text{ MPa} ; 110\sqrt{\eta f tj} = 201,633 \text{ MPa}\right] = 201,633 \text{ MPa}$$

Avec $\eta = 1.6$ (fissuration préjudiciable).

$\sigma_s = 0,69$MPa $\leq \overline{\overline{\sigma}}_s$ (c.v)

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.4.Vérification de l'effort tranchant:

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

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

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

III.1.5.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\bar{\tau}\tau_u < \bar{\tau_u}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\,MPa$$

Et : $\bar{\tau}_u$= min [0,15; 4 Mpa] = 2,5 Mpa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : τ_u =0,02 Mpa < $\bar{\tau}_u$= =2,5Mpa

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

III.1.6.Vérification de l'acrotère au séisme:(RPA.99 version 2003):

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

F_p= 4.A.C_p.W_p

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 2, zone sismique II_a).

C_p = facteur de force horizontale.

W_p =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0.15

C_p = 0.3

W_p = 1,755 KN

F_p= 4.A.Cp.Wp= 4×0.15×0.3×1.755 =0.32 KN < 1.5Q =1.5 KN

Donc: L'acrotère résiste à la force sismique.

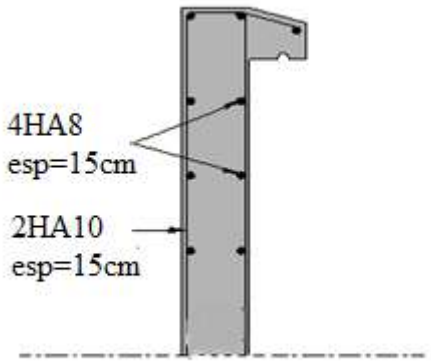


Figure.III.3. Ferraillage de l'acrotère.

III.2.Calcul des poutrelles:

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

- Avant coulage ;
- Après coulage.

III.2. 1.Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

III.2. 1.a.Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau.III.4. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
4.40	2.2	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 =0.12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

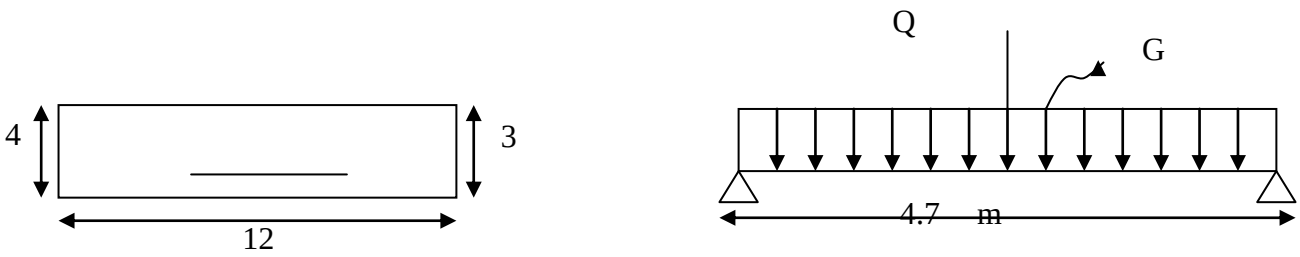


Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle.

III.2. 1.b.Calcul des moments:

Tableau.III.5. Moments statiques des poutrelles.

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1.86\ KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 2.42 KN.m$
M_u=1,35M_G+1,5M_Q=6.14 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{6.14 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (2)^2} = 9.00 > \mu_l = 0.392 \qquad A' \neq 0$$

❖ **Conclusion :**

Cette valeur de μ=9.00 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'ou : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est détermine de façon a éliminer le risque de déformation.

III.2.2.Après coulage :

➢ **Calcul des étaiements :**

C'est à partir du calcul du moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu.

o4On détermine alors "μ" pour la comparer avec "μ_l", si ce coefficient est supérieur au premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

➢ **pour un seul étai au milieu :**

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN; 0.9 KN] = 1 KN

$$M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77(2.2)^2}{8} = 0.465\ KNm$$

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 0.55\,KNm$$

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.459\,KNm$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{1.459 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (3)^2} = 0.952 > \mu_l = 0.392$$

On ajoute un autre étaiement.

- **pour deux étais :**

$$M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{0.77(1.47)^2}{8} = 0.0.2\,KNm$$

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 0.36\,KNm$$

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 0.81\,KNm$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0.81 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (3)^2} = 0.528 > \mu_l = 0.392$$

On ajoute un autre étaiement.

- **pour un autre étaiement :**

M_Q=0.275 KM.m

M_G=0.116 KN.m

M_U=0.567 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0.0.56 \times 10^3}{12 \times 14.2 \times (3)^2} = 0.365 \lhd \mu_l = 0.392$$

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de **1.1m** .Pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

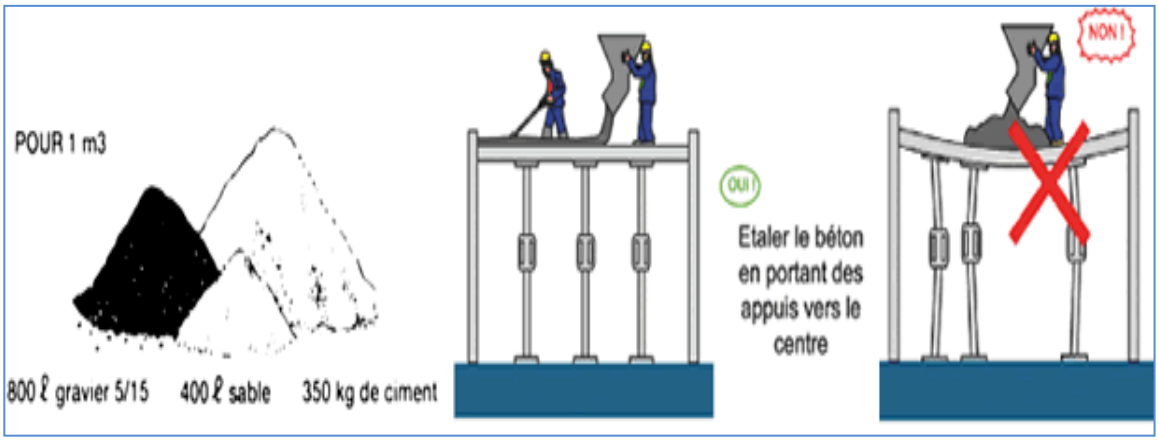


Figure III.5. Choix de disposition des étaiements.

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

III.2.3.Méthode de calcul des poutrelles :

- **méthode forfaitaire :**
- **conditions d'application :**

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- **Conditions concernant la charge d'exploitation :**

Charges uniformément réparties : $Q \leq$ Min (2.G et 5 KN/m^2)

Charges concentrées : $P \leq$ Min (Q/4 et 2 KN)

Avec : **P :** charge permanente concentrée (en KN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- **Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

Le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25

- **conditions concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

❖ **Exposé de la Méthode de calcul (Forfaitaire) : [C.B.A93]**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments satisfaisants aux conditions suivantes:

a.La surcharge d'exploitation : $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$

b.Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être constants et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

c.La fissuration est peu nuisible, Si les conditions ne sont pas satisfaites; on utilisera la méthode des trois moments.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad , \quad M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq Max \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

Avec : $\mathbf{M_\omega}$ **:** Moment max sur l'appui gauche ;

$\mathbf{M_e}$ **:** Moment max sur l'appui droit ;

$\mathbf{M_0}$: Moment isostatique $= \frac{PL^2}{8}$ (KN.m) ;

$\mathbf{M_t}$ **:** Moment en travée.

$\mathbf{M_a \geq 0.6 M_0}$ **:** pour les poutres à deux travées ;

$\mathbf{M_a \geq 0.5 M_0}$ **:** pour les appuis voisins des appuis de rive des poutres ayant plus de deux travées ;

$\mathbf{M_a \geq 0.4\ M_0}$ **:** pour les autres appuis intermédiaires des poutres ayant plus de trois travées ;

$\mathbf{M_a = 0.3 M_0}$ **:**(pour les appuis de rives). Avec $\mathbf{M_a}$ **:** Moment à l'appui.

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{-T_0 + L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{2} \qquad T_w = \frac{M_w - M_e}{T_0 + L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{2}$$

Avec : $\mathbf{T_\omega}$ **:** effort tranchant à gauche de la travée ;

$\mathbf{T_e}$ **:** effort tranchant à droite de la travée.

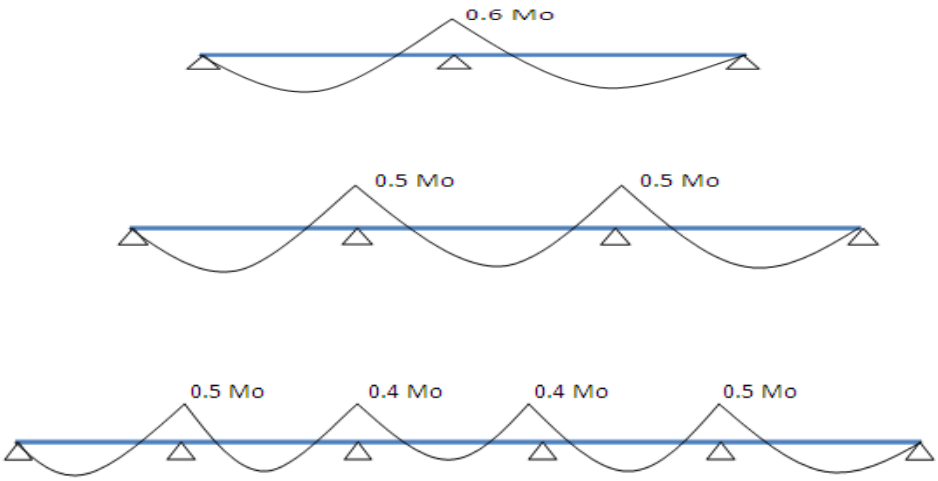


Figure.III.6. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.

❖ **Remarque :**

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

❖ **méthode de Caquot :**

Tableau.III.6. Méthode de Caquot.

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui M_a	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	T_w	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	T_e	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

M_0 : 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 libre ;

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré ;

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III2.4.Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.7. Actions de calcul des poutrelles après coulage.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Plancher terrasse	6,60×0,65 = 4,29	1×0,65 = 0,650	6,76	4,94
Plancher courant	6,16×0,65 = 4.00	1,5×0,65=0,975	6.85	4.97

III.2.5.Sollicitations de calcul :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

❖ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :**

$$Q \leq \begin{cases} 2G = 8.00 \ \ kN/m^2 \\ 5 \ \ kN/m^2 \end{cases} \qquad \textbf{(C.V)}$$

L'inertie est constante pour toutes les travées.

$0.8 < L_{AB} / L_{BC} < 1.25 \longrightarrow 0.8 < 0.744 < 1.25$ **cinq travées** **(C.N.V)**

$0.8 < L_{AB} / L_{BC} < 1.25 \longrightarrow 0.8 < 0.744 < 1.25$ **trois travées** **(C.N.V)**

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CAQUOT.

1) Poutrelle a cinq travées :

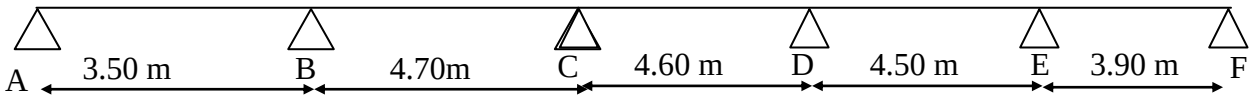


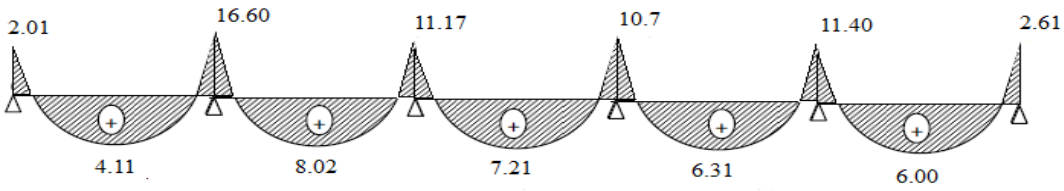
Figure.III.7. Charges revenant à la poutrelle.

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau III.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	10.5	4.11	2.10	10.68	14.46	-9.55
B-C	18.94	8.02	10.68	11.17	16.23	-16.02
C-D	18.14	7.21	11.17	10.7	15.68	-15.88
D-E	17.36	6.31	10.07	11.4	15.59	-15.28
E-F	13.04	6.04	11.40	2.61	11.12	-15.63

M(KN.m)



T (KN)

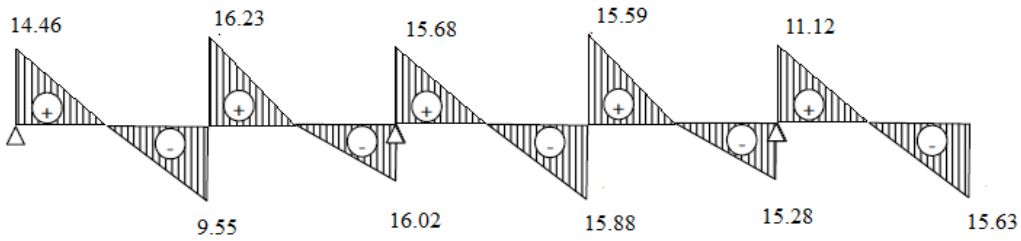


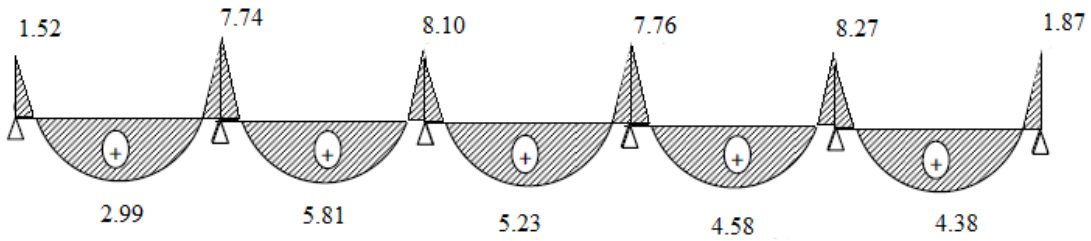
Figure.III.8. Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELU).

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

Tableau III.9. Moment fléchant dans la poutrelle à cinq travées (ELS).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	7.62	2.99	1.52	7.74	10.48	-6.93
B-C	13.73	5.81	7.74	8.10	11.77	-11.61
C-D	13.16	5.23	8.10	7.76	11.37	-11.52
D-E	12.59	4.58	7.76	8.27	11.31	-11.33
E-F	9.46	4.38	8.27	1.89	8.07	-11.34

M (KN.m)



T(KN)

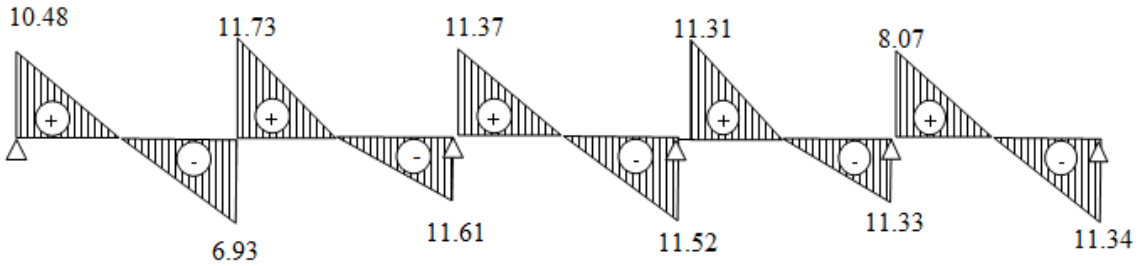


Figure.III.9. Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELS).

2) Poutrelles à trois travées

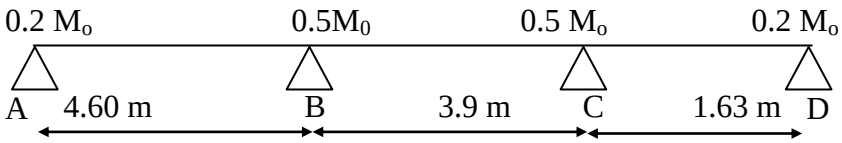


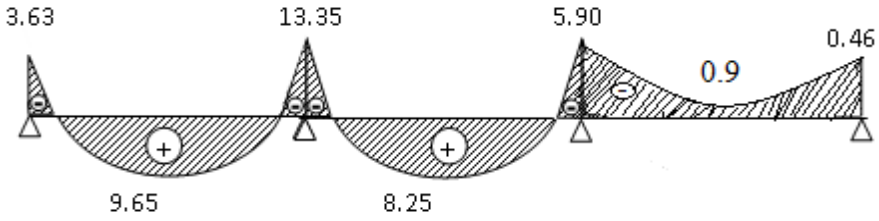
Figure.III.10. Poutrelles à trois travées.

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.10. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU.

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	18.14	9.65	3.63	13.35	17.89	-13.66
B-C	13.04	3.42	13.35	5.90	11.47	-28.66
C-D	2.28	-0.9	5.90	0.46	2.25	-8.93

M(KN.m)



T(KN)

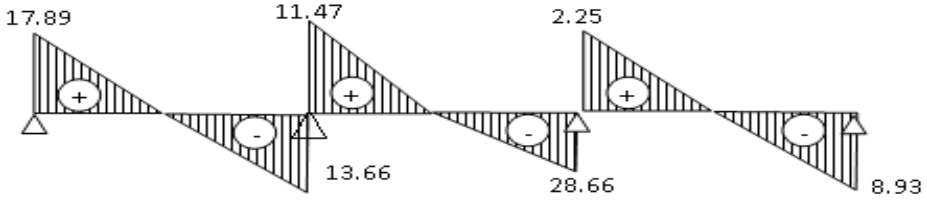


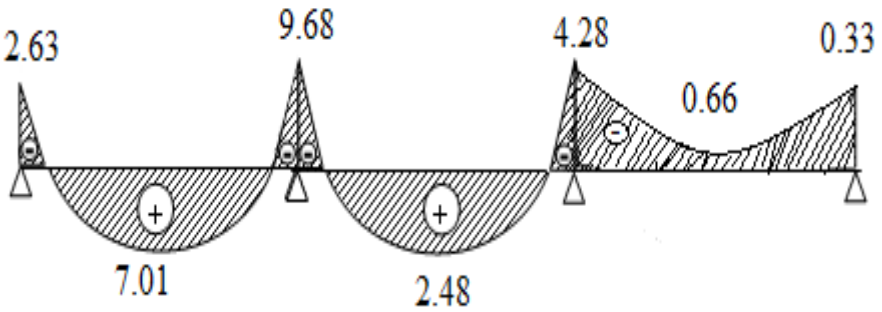
Figure.III.11. Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU).

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

Tableau.III.11. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	T_e (kN)
A-B	13.16	7.01	2.63	9.68	123.98	-9.88
B-C	9.49	2.48	9.68	4.28	8.32	-11.09
C-D	1.65	-0.66	4.28	0.33	1.63	-6.48

M(KN.m)



T(KN)

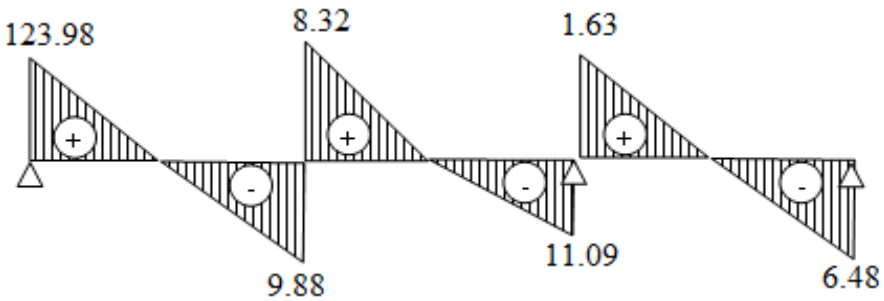


Figure.III.12. Diagramme du moment (ELS).

III.2.6.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des armatures longitudinales:

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

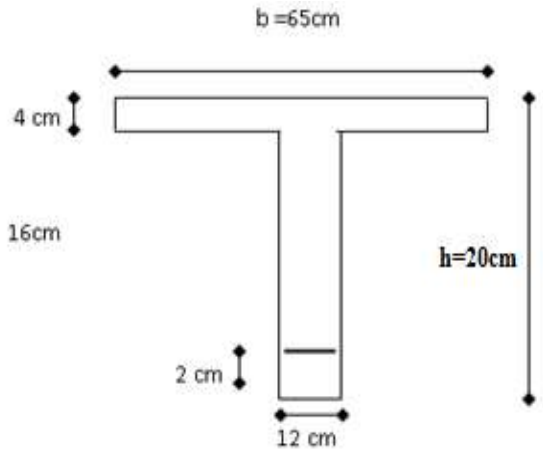


Figure. III.13. Section de béton des poutrelles.

Tableau.III.12. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 65cm ,b_0=12 cm	h= 20cm ,h_0=4cm	d=18cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

❖ **Position de l'axe neutre :**

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

Avec : b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression.

Donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

❖ **A L'ELU :**

▪ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9.65 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu = 0.032 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.984$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.56 cm².

On adopte: **A = 3HA10 = 2.36 cm²**

❖ **Conditions de non fragilité : (CBA93)**

$$A = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30 \text{ cm}^2 \qquad \textbf{(C.V)}$$

Donc, on adopte la section suivante : A = 3 HA10 =2.36 cm².

▪ **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²

M_{app}=13.35kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13.35.10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.242 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

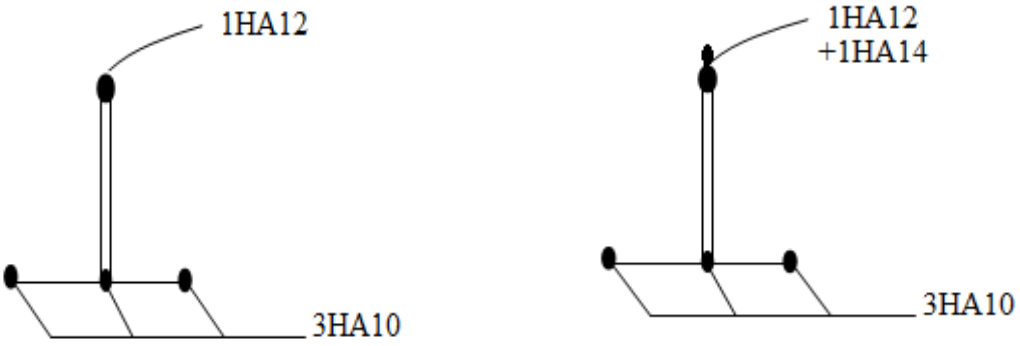


Figure. III.14. Ferraillage des travées et des appuis.

Tableau : ß=0.859 $\Rightarrow$ A= $\frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 2.48 cm².

On adopte: A = 1HA14+1HA12 = 2.32cm²

❖ **Conditions de non fragilité :**

A=2.51 cm² > A_{min}= $\frac{B}{1000}$ =0.24 cm² **(C.V)**

b. Armatures transversales :

c. Vérification de l'effort tranchant:

$T_{u\,max}$=28.66 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{28.66x10^3}{120 \times 180} = 1.326\,\text{MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =1.326 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

d. Espacement S_t:

$$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (16.2;\ 40\ cm)$$

Donc: St=15 cm;

❖ **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71 \quad ; \quad 16;12\}\ (mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow$ $\frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.26 mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres

a_t = 0.28 cm² et n_t=2 => $A_t = a_t n_t$ =0.56 cm².

e. Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,MPa. \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24\ MPa \geq 0.4\ MPa\ \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.001\ \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

Tableau.III.13. Calcul des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	**M_u (KN.m)**	9.65	13.35
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=65.10^{-2}.40.14,2.(180-40/2)= 59.07$ (KN.m)	
		$M_u < M_0$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u < M_0$ ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0.032	0.042
	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0,984	0.859
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1.56	2.48
	A_{min} (cm^2)	1.30	0,24
	Le choix	**A = 3HA10 = 2.36 cm^2**	**A = 1HA14+1HA12=2.32cm^2**

f. Vérification à l'ELS :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,\text{MPa} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Tableau.III.14. vérification des armatures à L'ELS.

		En travée	Aux appuis
Vérification a l'ELS	M_{ser} (KN.m)	7.01	9.68
	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	15	
	y_1 (cm)	3.267	7.647
	I_{xx} (mm^2)	587.30	2139.65
	K (N/m)	0.119	0.452
	σ_b (MPa)	3.904	4.636
	σ_s (MPa)	264.029	256.186
	$\sigma_b \leq \sigma_{s\ adm}$	Oui	Oui

Tableau.III.15. Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

	En travée	Aux appuis
Section d'armature	A =3HA10 = 2.36 cm²	A =1HA10+1HA14=2.32cm²

Tableau.III.16. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles.

A transversals	Espacement
2φ6	15cm

g. Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0.045 < 0.0625 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0.045 > \frac{7.01}{10.13.16} = 0.053 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0116 < \frac{4.2}{400} = 0.0110 & \textbf{(C.N.V)} \end{cases}$$

Alors on doit calculer la flèche.

h. Calcul de la flèche:

Évaluation détaillée de la flèche :

M_{ser} =7.01kN.m , $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,51}{12.18}$ =0, 0116

ρ = 1,16 % ⇒ β1 = 0,853 (Tableau).

$\sigma s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ =181.89 MPa

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0,0116} = 3, 54$$

λv=2/5 λi=1, 417

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0116 \cdot 181.89 + 2,1} \Rightarrow \mu = 0,651$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7.15\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I0 = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$$

I_0 =13921.6cm^4

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} = 4847.04 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 7795.76 \text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa ; $E_v = 1/3\ Ei = 10721{,}398$MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{7.01\times10^6 \times (4.40\times10^3)^2}{10.(32164.2x4847.04\times10^4)} \Rightarrow f_i = 8.755\text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{7.01\times10^6 \times (4.40\times10^3)^2}{10.(10721.398x7795.76\times10^4)} \Rightarrow f_v = 16.25\text{mm}.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 16.25 - 8.75 = 7.50$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{adm} = \bar{f}$ Avec: $F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4400}{500} = 8.80$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 7.50$ mm $< f_{adm} = 8.80$ mm

Tableau.III.17. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M (KN.m)	**A (cm^2)**	**y (cm)**	**P**	**ß1**	**σ_s (MPa)**	**M**	**λ_i**	**λ_v**
7.01	2,51	7.15	0, 0116	0,980	181.89	0,610	3,54	1,417
I (cm^4)	**If_i (cm^4)**	**If_v (cm^4)**	**L (m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm} (mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
13921.6	4847.04	7795.76	4.40	8.75	16.25	7.5	8.80	**C.V**

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

III.2.7. Ferraillage de la table de compression :

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

D'après l'article **[B.6.8.4.2.3]; le règlement CBA 93** exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

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

Armatures:

$At \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$ 50 cm ≤ L ≤ 80 cm **L** : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

$\mathbf{A_t}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

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

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

On choisit un treillis soudé :

ep : 20 cm TLE520 ; fe=520 MPa ; ϕ=5mm.

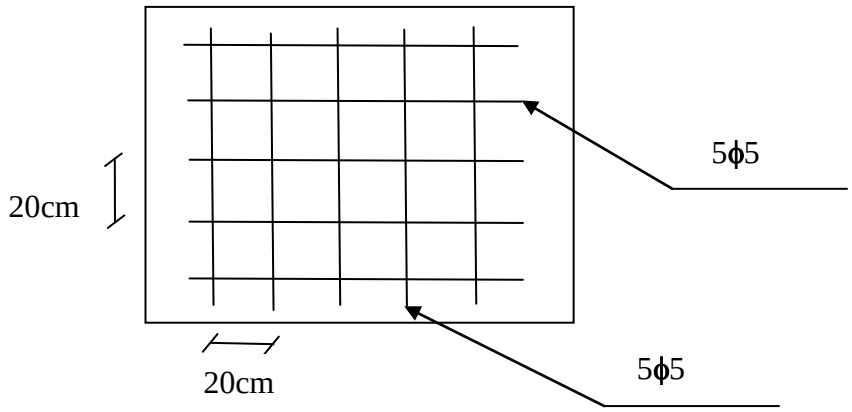


Figure.III.15. Ferraillage de la table de compression.

III.3.Calcul des escaliers:

III.3.1. Introduction:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier et l'ascenceur.

III.3.2.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage ;
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied ;
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives ;
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives ;
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche ;
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g) ;
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs ;
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées ;
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche ;
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches ;
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches ;
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches ;
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

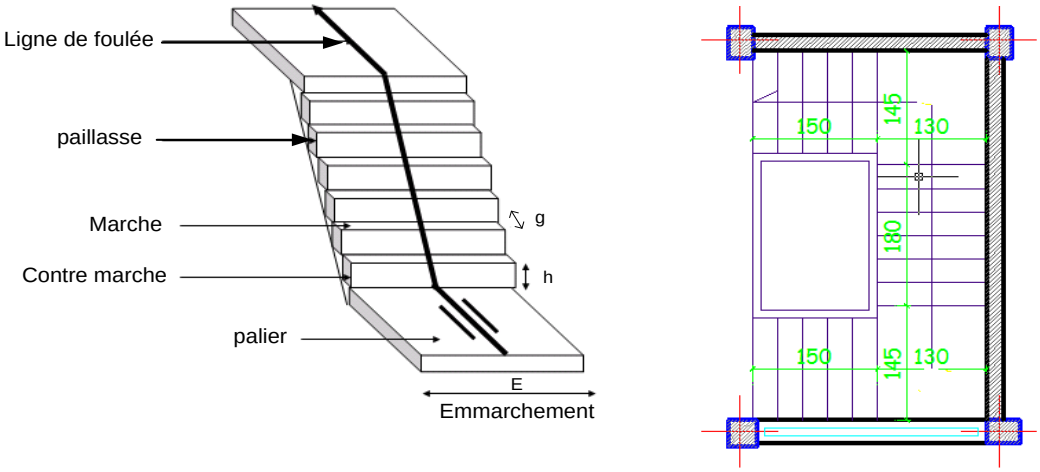


Figure III.16. Représentation d'un escalier.

III.3.3. Dimensionnement:

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement

La formule de BLONDEL: $\mathbf{60 \leq g + 2h \leq 64}$

Il porte un palier et une paillasse.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

n: nombre de contres marches et **(n-1)**: nombre de marches.

On pose :

$$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0$$

$x=g+2h \rightarrow 2H.\ (n-1)+n.L=x.n\ (n-1)$

Pour la formule générale (*): $60\ cm \leq g + 2h \leq 64\ cm$

On prend g+2h = 64 m.

- **1 ère et 3ème volée :**

$64n^2 - (64 + 2 \times 102+150)\ n + 2 \times 102 = 0$

$64n^2 - 418n + 204 = 0$

Nombre de contre marches: n = 6

Nombre de marches: n - 1 = 5

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17cm$

Le giron: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30cm$

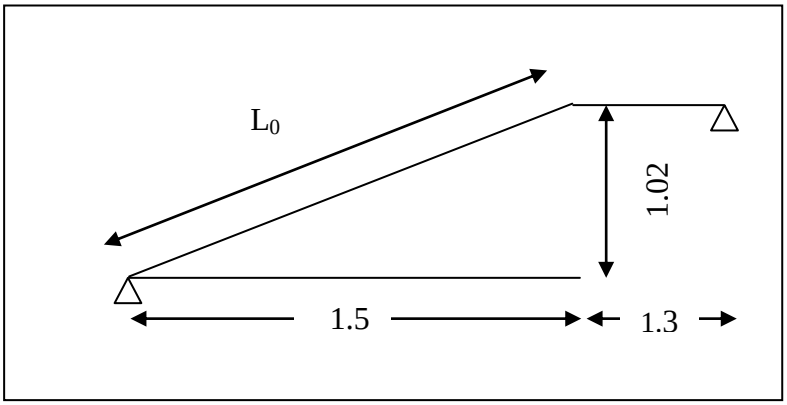


Figure.III.17.modélisation d'escalier.

- **Vérification de la formule de blondel :**

$60 \leq g + 2h \leq 64 \longrightarrow 60 \leq 30 + 2\times17 = 64 \leq 64$

- **Vérification d'inclinaison α :**

$\text{Tag } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0.68° \longrightarrow \alpha = 34.215°$

- **Longueur de la paillasse ep :**

$L_{tot} = ((1.02)^2 + (1.5)^2)/2 + 1.3 = 3.11$

$L_{to} = 3.11$ m.

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

$L_{total} / 35 \leq ep \leq L_{total} / 30 \longrightarrow 8.88 \leq ep \leq 10.36$ on adopte: **ep = 15 cm.**

- **2ème volée :**

$64n^2 - (64 + 2x\ 119 + 180)\ n + 2x119 = 0$

Nombre de contre marches: n = 7

Nombre de marches: n - 1 = 6

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{1.19}{7} = 0.17 = 0.17$ cm

Le giron: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} = 30$

- **Vérification de la formule de blondel :**

$60 \leq g + 2h \leq 64 \longrightarrow 60 \leq 30 + 2\times17 = 64 \leq 64$

- **Vérification d'inclinaison α :**

$\text{Tag } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0.661° \longrightarrow \alpha = 33.469°$

Longueur de la paillasse ep :

$L_{total} = ((1.19)^2+(1.8)^2)/2+1.45 = 3.60$ m.

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

$L_{total} / 35 \leq ep \leq L_{total} / 30 \longrightarrow 10.29 \leq ep \leq 12$

On adopte: **ep = 15 cm**

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges:

a. **Charges permanentes:**

Tableau.III.18. Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit plâtre	0,02	18	0,36
G				5,49

Tableau.III.19. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier (volée 1et 3).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,15/cos(34.21)=0.18	25	4,43
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
G				**8,40**

Tableau.III.20. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier ($2^{ème}$ volée).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,15/cos(34.21)=0.18	25	4.50
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,125
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
G				8,37

b. Surcharge d'exploitation:

La paillasse : **Q** = $2,5KN/m^{2.}$

Le palier : **Q** = $2,5KN/m^2$.

III.3.5. Détermination des sollicitations:

ELU : $\mathbf{P_{ult}}$ = 1,35G+1,5Q.

ELS : $\mathbf{P_{ser}}$ = G+Q.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.III.21. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5,49	2,5	11,16	7,99
Paillasse (1-3)	8,4	2,5	15.09	10.9

.

III.3.6. Détermination des efforts:

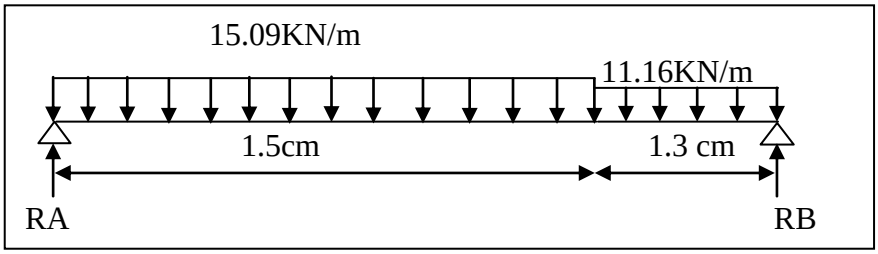


Figure.III.18. Charges revenant aux l'escalier.

a. Etat Limite Ultime :

$$\sum F = 0$$

R_A+R_B= = 37.143 kN

$$\sum M/A = 0$$

R_A = 19.94 KN et R_B = 17.2 KN

- **Tronçon AB ($0 \leq x \leq 1.5$) :**

Effort tranchant**:** T (x) = 19.94-15.09x

Moment fléchissant M (x) =19.94x-15.09(x^2/2) x

M (0) = 0KN.m ; T(0) = 19.94KN

M (1.5) = 12.39 KN.m ; T (1.5) =-2.69 KN.

- **Tronçon BC ($0 \leq x \leq 1.3$) :**

Effort tranchant**:** T (x) = -17.2+11.16x

Moment fléchissant **:** M (x)= -17.2x+11.16(x^2/2)

M (0) = 0 KN.m ; T (x) = 0 KN

T(0) = 19.94KN ; **x**=19.94/15.09=1.321

M(1.321) = 13.17 KN.m Donc $\mathbf{M_{max}(x)}$ = 13.17 KN.m

Donc :

M_t =0.85×13.17 =11.19 KN.m

M_a =0.5×13.17 =6.59KN.m

T = 19.94KN

T(KN) **M(KN.m)**



Figure.III.19. Les différents efforts.

b. Etat Limite de service:

$\sum F = 0$

$R_A + R_B = 26.73$ KN

$\sum M/A = 0$

$2.8R_B-10.9x\ (1.5)^2/2-7.99x1.3(1.5+1.3/2) =0$

R_B=12.35 KN et R_A=14.38 KN

- **Tronçon AB ($0 \leq x \leq 1.5$) :**

Effort tranchant**:** T (x) = 14.38 – 10.9 x

Moment fléchissant M (x)= 14.38 (**x**) – 10.9 $x^2/2$

M (0) = 0KN.m ; T(0) = 14.38 KN

- **Tronçon BC ($0 \leq x \leq 1.3$) :**

Effort tranchant**:** T (x) = 12.35 – 7.99x

Moment fléchissant **:** M (x)= - 12.35 x + 7.99 $x^2/2$

M (0) = KN.m ; T (0) = 14.38KN ⟶ **x**=1.425 m

M(1.425) =10.25 KN.m

Donc :

M_t =0.85×10.25 =8.71 KN.m

M_a =0.5×10.25 =5.13KN.m

T = 14.38 KN



Figure.III.20. Les différents efforts.

c. **Récapitulation :**

Mt= 0,85 M_{max} Ma =0,5 M_{max}

Tableau.III.22. Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	**M_a (N.m)**	**T (KN)**
E.L.U	11.19	6.59	19.94
E.L.S	8.71	5.13	14.38

III.3.7. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.23. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Tableau.III.24. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	M	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	11.19	0.050	0.998	2.64	0	1,50	5HA12 =5.65
En appuis	6.59	0.030	0.985	1.75	0	1,50	5HA12 =5.65

a. Armature de répartition:

Ar = A/4

- **En travée :** Ar = 1.41cm² on adopte: 5HA10 = 3.93 cm^2
- **Aux appuis :** Ar = 0.98cm² on adopte: 5HA10 = 3.93 cm²

b. Condition de non fragilité:

A_{min} = B/1000 = 1.5cm^2

Donc : A> A_{min} (C.V)

c. Condition d'espacement :

- Pour les armatures longitudinales :

$S_t \leq S_{t\,adm}$ = Min [3h = 45; 33 cm] =33 cm ⟶ S_t =20 cm < 33cm.

- Pour les armatures transversales :

$S_t \leq S_{t\,adm}$ = Min [4h = 60; 45cm] =45cm ⟶ S_t =20 cm < 45cm.

d. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07\frac{F_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{11.94 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.095\,MPa$$

Donc : $\tau_u = 0.095\,MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.16\,MPa$ (c.v)

e. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considère comme peut nuisible donc on vérifié seulement

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Tableau.III.25. Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	5.65	5.65
M_{ser} (KN.m)	8.71	5.13
Y (cm)	$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.60$	$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.83$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 8533.78$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 6303.8$
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4.69$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 3.11$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	C.V	C.V

f. Vérification de la flèche:

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{2.80} = 0.0538 \geq 0.0625 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.0538 \geq \frac{11.19}{20x5.37} = 0.104 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0045 \leq \frac{2}{400} = 0.005 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

❖ **Calcul de la flèche:**

On doit passer au calcul des flèches;

M_{ser} = 8.71KN.m; A=5.65 cm^2; b =100cm; h=15cm; d= 12.5cm.

$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$ =0.0045; ρ = 0.45 % ⇒ β_1 = 0,898 (Tableau).

$\sigma s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ =137.33 MPa

$\lambda_i = \frac{0{,}05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05 \cdot 2{,}1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{100}{100}\right)0{,}0045}$ =4.66

λv=2/5 λi=1, 86

$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot 2{,}1}{4 \cdot 0{,}0045 \cdot 137.33 + 2{,}1} \Rightarrow$ μ=0,19

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 \cdot h^2}{2} + \frac{(b - b_0) \cdot h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A} = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + 15A} = 7{,}767\text{cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$$

I_0=3, 01×10^4 cm^4

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} = 17304.6\text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 24264.23\text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa ; $E_v = 1/3\ E_i = 10721{,}398$MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{8.71\times10^6 \times (2.8\times10^3)^2}{10.(32164.2x17304.6\times10^4)} \Rightarrow f_i = 1.226\text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{8.71\times10^6 \times (2.8\times10^3)^2}{10.(10721.398x24264.23\times10^4)} \Rightarrow f_v = 2.624\text{mm}.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 2.62 - 1.22 = 1.4$ mm

Il faut avoir: $\Delta f_t \leq f_{adm} = \bar{f}$

Avec: $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{2800}{500} = 5.6$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 1.4$ mm $< f_{adm} = 5.6$ mm

Tableau.III.26. Valeur de la flèche.

M (KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	P	ß1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
8.71	5.65	7.76	0, 0045	0,898	137.33	0.196	4.66	1,86
I_0 (cm^4)	**If_i (cm^4)**	**If_v (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm} (mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
$3, 01\times10^4$	17304	24264.2	2.80	1.226	2.62	1.4	5.6	**C.V**

III.3.8.Combinaison des charges de (II éme) volée :

E.L.U : q_{u1}=1,35G+1,5Q

E.L.S : q_{ser}=G+Q

Tableau.III.27. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5,49	2,5	11,16	7,99
Paillasse(2)	8.37	2.5	15.05	10.87

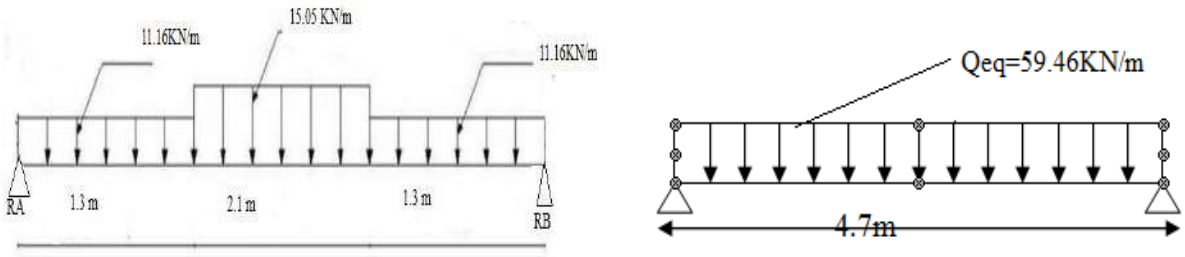


Figure.III.21. Schéma statique pour la (II^{ème}) volée.

$$Q_{eq}=\frac{11.16\times1.3+15.05\times2.1+11.16\times1.3}{4.7}=59.46KN/m$$

a. l'ELU :

$$\sum F=0$$

R_A+R_B= 59.46 kN

$$\sum M/A=0$$

R_A = 29.73 KN et R_B = 29.73 KN

- **Tronçon AB ($0 \le x \le 4.7$) :**

Effort tranchant**:** T (x) = 29.73-12.65x

Moment fléchissant M (x) =29.73x-12.65(x^2/2) x

M (0) = 0KN.m ; T(0) = 29.73KN

Avec:

x=29.73/12.65= 2.35m

M(2.35) = 34.94 KN.m

$\mathbf{M_{max}(x)}$ = 34.94 KN.m

Donc :

$\begin{cases} M_t = 0.85 \times 34.94 = 29.69 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times 34.94 = 17.47 \text{KN.m} \end{cases}$



Figure.III.22. Les différents efforts.

b. L'ELS :

$\sum F = 0$

$R_A + R_B = 42.72$ KN

$\sum M/A = 0$

R_B=21.36 KN et R_A=21.36 KN

- **Tronçon AB ($0 \leq x \leq 4.7$) :**

Effort tranchant**:** T (x) = 21.36 – 9.09 x

Moment fléchissant : M (x)= 21.36 (x) – 9.09 $x^2/2$

M (0) = 0KN.m ; T(0) = 21.36 KN

x=21.36/9.09= 2.35m

M(2.35) = 25.09 KN.m

$\mathbf{M_{max}(x)}$ = 25.09 KN.m

Donc :

$\begin{cases} M_t = 0.85 \times 25.09 = 21.32 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 \times 25.09 = 12.54 \text{KN.m} \end{cases}$



Figure.III.23. Les différents efforts.

c. Récapitulation :

M_t= 0,85 M_{max} M_a =0,5 M_{max}

Tableau.III.28. Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	29.69	17.47	29.73
E.L.S	21.36	12.54	21.36

III.3.9. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.29. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Les résultats obtenu est:

Tableau.III.30. Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	29.69	0.134	0.928	7.35	0	1,50	7HA12 =7.92
En appuis	17.47	0.078	0.959	4.18	0	1,50	7HA12 =7.92

a. Armature de répartition:

Ar = A/4

- **En travée :** Ar = 1.83cm² on adopte: 5HA10 = 3.93 cm^2
- **Aux appuis :** Ar = 1.04cm² on adopte: 5HA10 = 3.93cm^2

b. Condition de non fragilité:

A_{min} = B/1000 = 1.5cm^2

Donc : A> A_{min} (C.V)

c. Condition d'espacement :

- Pour les armatures longitudinales :

$S_t \leq S_{t\,adm}$ = Min [3h = 45; 33 cm] =33 cm ⟶ S_t =20 cm < 33cm

En travées: St = 92.08/7= 15cm < 33cm **(c.v)**

En appuis: St = 95.48/7= 15cm< 33cm (**c.v)**

- Pour les armatures transversales :

$S_t \leq S_{t\,adm}$ = Min [4h = 60; 45cm] =45cm ⟶ S_t =20 cm < 45cm

En travées: St= 96.86./4= 24.21cm <45 cm **(c.v)**

En appuis: St= 97.99/4=24.49cm< 45 cm **(c.v)**

d. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07\frac{F_{c28}}{1.5} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{21.36 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.170 MPa$$

Donc : $\tau_u = 0.170\,MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.16\,MPa$ (c.v)

e. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considère comme peut nuisible donc on vérifié seulement

$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$

Tableau.III.31.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	7.92	7.92
M_{ser} (KN.m)	21.32	12.54
Y (cm)	$50y^2+15A'.y-15A.d=0 \Rightarrow y=5.44$	$50y^2+15A'.y-15A.d=0 \Rightarrow y=4..11$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=11287.67$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=7086.77$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=10.27$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=7.27$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

f. Vérification de la flèche:

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{390}=0.0384 \geq 0.0625 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.0384 \geq \frac{29.73}{20x34.92}=0.042 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0054 \leq \frac{2}{400}=0.005 & \textbf{(C.N.V)} \end{cases}$$

❖ **Calcul de la flèche:**

On doit passer au calcul des flèches;

M_{ser} = 21.32 KN.m; A=7.92 cm^2, b =100cm, h=15cm, d= 12.5cm.

$\rho=\frac{A}{b_0 \cdot d}$ =0.0063; ρ = 0.62% ⇒ β_1 = 0,884 (Tableau).

$\sigma s=\frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ =243.61 MPa

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05 \cdot 2{,}1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{100}{100}\right)0{,}006} = 3.5$$

λv=2/5 λi=1.4

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot 2{,}1}{4 \cdot 0{,}006 \cdot 243.61 + 2{,}1} \Rightarrow \mu = 0,\ 537$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0).h_0 + 15A} = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + 15A} = 7.86\text{cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2$$

I_0=30876.83 cm^4

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 11399.4\text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 18341.35\text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.195 MPa ; E_v=1/3 E_i=10721,398MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{21.32 \times 10^6 \times (3.9 \times 10^3)^2}{10.(32164.2x11399.4 \times 10^4)} \Rightarrow f_i = 8.84\text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{21.32 \times 10^6 \times (3.9 \times 10^3)^2}{10.(10721.398x18341.35 \times 10^4)} \Rightarrow f_v = 16.49\text{mm}.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 16.49 - 8.84 = 7.65$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{adm} = \bar{f}$

Avec: $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{3900}{500} = 7.8$ mm

Donc: $\Delta f_t = 7.65$ mm < $f_{adm} = 7.8$ mm

D'once on garde l'épaisseur **(e=15 cm)**

Tableau.III.32. Valeur de la flèche.

M (KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	P (%)	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
21.32	7.92	7.86	0, 62	0,884	243.61	0.537	3.5	1.4
I_0 (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
330876.8	11399	18341.35	3.9	8.84	16.49	7.65	7.8	C.V

III.4.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h).

III.4.1.Prédimensionnement :

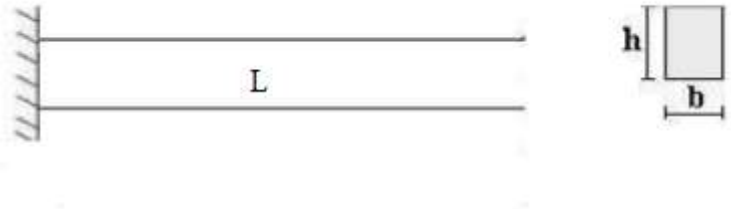


Figure III.24. Dimensionnement de la poutre.

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée a nu d'appuis.

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \Rightarrow 22\,cm \le h \le 33\,cm \quad \text{Avec :} \quad L = 1.45m$$

$$0.3h \le b \le 0.7$$

On adopte (b x h) = (30 x 30) cm^2

III.4.2.Vérification des prescriptions du RPA 99 :

- b = 30cm ≥ 20cm. (c.v)
- h = 30 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- h / b = 1 cm < 4 cm. (c.v)

III.4.3.Charges et surcharges:

Les réactions d'appuis de l'escaler (au niveau de la poutre palière)

Poids propre de la poutre: 0.3 x 0.3 x 25 = 2.25 KN/ml.

a. E.L.U:

P_u = 16.182 + (27.09/2) + 1.35 x 2.25 = 32.76KN/ml

M_u = 32.76 x $(1.3)^2$ /2 = 27.68.

b. E.L.S:

P_{ser} = 11.585 + (19.566/2) + 2.25 = 23.62 KN/ml.

M_{ser} = 23.62 x $(1.3)^2$ /2 = 19.96.

III.4.4.Calcul du ferraillage:

a. Armatures longitudinales:

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

b = 30 cm ; h = 30 cm ; d = 27,5 cm ; c =2.5 cm.

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

Tableau III.33. Calcul du ferraillage de la poutre palière.

	M_u KNm	M	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
En appuis	27.68	0.0859	0.955	3.028	0	3T12 =3.39

b. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{21.29\times10^3}{300\times275} = 0.258\,MPa$$

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

$$\tau_u = 0.258\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$$

c. Vérification au voisinage de l'appui:

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2; 0.9d\right] = \text{Min}\left[25.5\,\text{cm}; 23\,\text{cm}\right] = 23\,\text{cm}$$

$$V_u = 21.29\text{KN} \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 230 = 460\ \text{KN} \quad \text{(c.v)}$$

$$V_u + M_u / 0.9 \times d = 21.29 - 27.68 / 0.9 \times 0.255 = -27.84 \le 0$$

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8.57\ ;\ \varphi_l = 10\,\text{mm}; \frac{b_0}{10} = 30;\ \varphi_l = 12mm\right] = 8.57mm$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 8.57\text{mm}$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0.502\text{cm}^2$$

On a: $A_t = a_t.n_t = 2.008\text{cm}^2 > A_{min}$ (C.V)

$n_t=4$ $A_t=4\text{HA } 8=2.01\ \text{cm}^2$

e. Condition d'espacement :

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[0.9d; 40\text{cm}\right] = 24.75cm$$

$S_t < \overline{S}_t$ Pour les deux zones

$$1).\ \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec : k = 1 (flexion simple) ; $\alpha = 90°$

2). $A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$

Zone nodale: $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 50}{235} = 0.25\,cm^2$

Zone courante: $A_t = 2.01\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{235} = 0.76\,cm^2$

$a_{t\,min} = 0.003.S_t.b \leq AT$

0.003 x 15 x 30 =1.35 $cm^2 \leq 2.01\ cm^2$ (c.v)

0.003 x 5 x 30 =0.45cm^2 $\leq 2.01\ cm^2$ (c.v)

f. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considère comme peut nuisible donc on vérifié seulement

$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$

Tableau.III.34.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S.

	En appuis
A (cm^2)	3.39
M_{ser} (KN.m)	19.96
Y (cm)	$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 5.28$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 26585.13$
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ =3.89
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V

g. Vérification de la flèche:

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{130} = 0.23 \geq 0.0625 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.23 > 0.1 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.0041 < \frac{3.6}{400} = 0.009 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

Etant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

III.5. Calcul des dalles pleines:

III.5.1. 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.5.2. Méthode de calcul:

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

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

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

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

❖ **Principe de calcul:**

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

- **travail externe :**

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

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

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

- **Travail interne :**

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

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

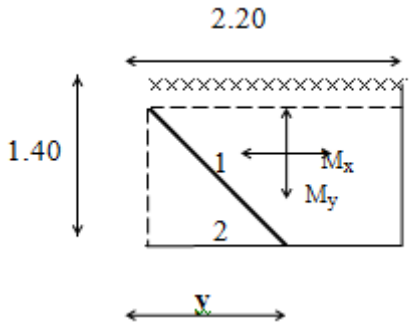


Figure III.25. Dalle pleine.

❖ **Position des lignes de rupture:**

1er type : Dalle pleine reposant sur deux appuis :

- **Travaille externe :**

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

$T^1_{ext} = p_u\ [l_x\ (l_y - y)]\ f/2$

$T^2_{ext} = p_u\ [1/2.l_x.y].f/3$

$T_{ext} = pf\ (1/2\ l_x.l_y - 1/6.l_x.y)$

- **Travail interne :**

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

$T^1_{int}=M_x y.f/lx + 0.5M_x.l_y.f/lx$

$T^2_{int}=M_y x.f/y+ 0.5M_x.l_y.f/y$

$T_{int}=Mf[y/1.3+1.95/y+0.865]$

On a : $\mathbf{T_{ext} = T_{int}}$

$pf\,[1.46 – 0.22y] = MF\,[y/1.3 + 1.95/y+0.865]$

$p(y)= M\,(0.865+\frac{y}{1.3}+\frac{1.95}{Y})/\ [1.46 – 0.22y] \longrightarrow p' = 0$

$q(y)=\frac{u(y)}{v(y)}.$

On pose : $q' \neq 0$ $u'v – uv'=0$

$p(y)=\frac{1.95+0.77y2+0.865y}{1.46y-0.22y2}M$

$u = 0.77y^2 + 0.856\ y + 1.95$; $u' = 1.54y+0.865$

$v = -0.22y^2+1.46y$; $v'= -0.44y+1.46$

$u'v – uv' = 0$; $(1.54y+0.856)\,(1.46y-0.22y^2)-(1.95 +0.77y^2+0.865y)\,(-0.44y+1.46)$

$u'v-uv'=0$ $1.32y^2+0.87y-2.85=0$ $\longrightarrow$ **y=1.1 m**

$M=\frac{[1..46-0.22y]}{[Y/1.3+1.95/Y+0.865]}P$

M=0.35p

$M_u=0.35pu=4.34KN.m$

$M_{ser}=0.35p_{ser}=3.12KN.m$

Donc : $\begin{cases} Mt_u = 4.34KN.m \\ Ma_u = 2.17KN.m \end{cases}$ $\begin{cases} Mt_{ser}=3.12\ KN.m \\ Ma_{ser}=1.56\ KN.m \end{cases}$

III.5.3. Calcul des actions :

Les résultats de calcul pour type 1et 2 sont :

Figure III.35. Actions sur la dalle type 1 et 2.

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.72	1	10.57	7.72
Plancher courant	6.40	2.5	12.39	8.9

- **Résultats :**

Au niveau de notre structure nous avons 2 types de dalles pleines, et les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.36. Résultats de calcul pour la dalle pleine.

	Lx(m)	Ly(m)	y(m)	M(KN.m)		Ma(KN.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS
1er type	1.3	2.25	1.1	4.34	3.12	2.17	1.56

III.5.4 Calcul de ferraillage :

Tableau.III.37. Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

- **Ferraillage à L'ELU:**

Pour le ferraillage on prend le cas le plus défavorable et on généralise pour tous les types :

Tableau III.38. Ferraillage du 1er type des dalles pleines.

Position	sens	M_u (kN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
Travée	x	4.34	0.02	0.990	1.50	1.00	**5T10=3.93**
	y	2.17	0.01	0.995	1.50	0.50	**5T10=3.93**
Appuis	x	4.34	0.02	0.990	1.50	1.00	**5T10=3.93**
	y	2.17	0.01	0.995	1.50	0.50	**5T10=3.93**

Pour la dalle type 1 on a :

ρ=Lx/Ly= 1.3/2.25=0.57 ; $0.4 < 0.57 \leq 1$

Donc : la dalle travaillant suivant les deux directions.

Op ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm

On adopte alors $O_x = O_y$=10 mm

a. Vérification a l'E.L.S :

La fissuration est considère comme peut nuisible donc on vérifié seulement

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,\text{MPa} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Tableau III.39. Vérification a l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.93	3.93
M_{ser} (KN.m)	5.44	3.92
Y (cm)	$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.43$	$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.43$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 5219.78$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 5219.78$
$\overline{\sigma}_b$ **(MPa)**	15	
σ_b **(MPa)**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 3.574$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 2.57$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

b. Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1.50\ cm^2$$

Donc : $A = 3.93 > A_{min} = 1.50\ cm^2$ **…….(C.V)**

c. Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : $S_t = 100/4 = 25\ cm \leq St_{adm}$

Min (3h=45cm; 33cm) =33cm

d. Vérification de l'effort tranchant :

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

$\overline{\tau}_u = 0{,}07.f_{c28}/\gamma_b = 1{,}16 MPa$

$V_u = \frac{Pu \cdot L_x}{2} = (12.39 \times 1.3)/2 \Rightarrow V_u = 8.053\ kN$

$\tau_u = V_u / b_0.d = 0.20\ MPa$

Donc : $\tau_u = 0.20MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.16MPa$ (c.v)

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

e. Vérification de la flèche:

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.065 \geq 0.003 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.065 \geq 0.062 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0025 \leq 0.005 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

Il n'est pas indispensable de procéder au calcul des flèches, puisque les conditions précédentes sont réalisées.

2ème type : Dalle triangulaire

- **Hypothèses (ligne de rupture) :**

La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.

Les lignes de rupture sont des lignes droites.

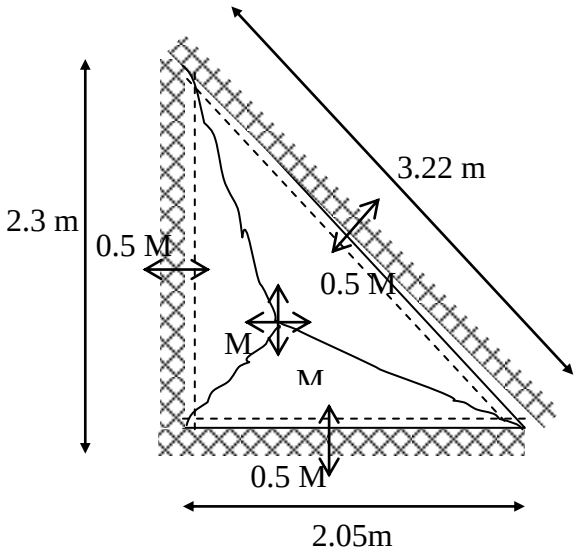


Figure.III.26. La dalle pleine sous l'escalier princ.

❖ **Calcul de la charge totale :**

Figure III.40. Actions sur la dalle (2ème type).

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6.72	1	10.57	7.72
Plancher courant	6.40	2.5	12.39	8.9

On choisi la sollicitation la plus défavorable

P_u = 12.39 KN/m²

P_{ser} = 8.90 Kn/m²

❖ **Détermination de M :**

Principe de travail virtuel :

$T_{int} = T_{ext}$

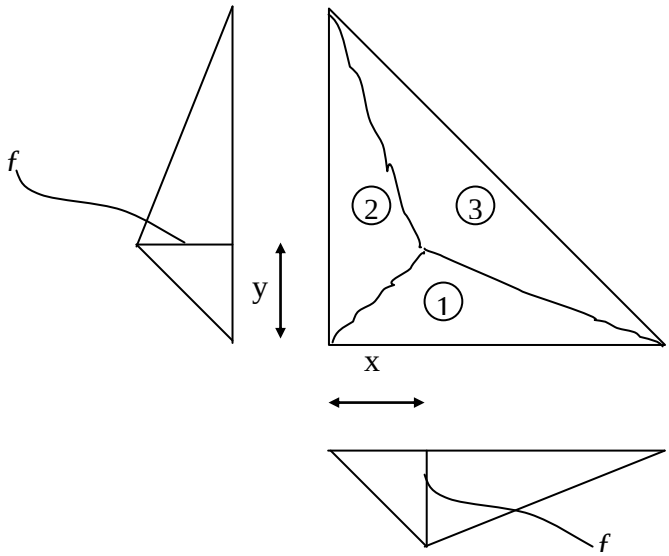


Figure.III.27.déplacement des zones rigides.

- **travaille externe :**

$$T_{ext}(1)=P_u\frac{l_y y}{2}\frac{f}{3}$$

$$T_{ext}(2)=P_u\frac{l_x x}{2}\frac{f}{3}$$

$$T_{ext}(3)=P_u(S-\frac{l_y y}{2}-\frac{l_x x}{2})\frac{f}{3}$$

Donc : $T_{ext} = \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i)=P_u S\frac{f}{3}$

Alors : $T_{ext} = P_u \frac{l_y l_x}{3} f$

AN: l_x = 2.05 m ; l_y = 2.3m L = 3.22 m.

$\Rightarrow T_{ext} = 0.785\ P_u\ f$

- **Travail interne :**

$T_{int} = T_{int}(+) + T_{int}(-)$

$$T_{int}(1) = Ml_x \frac{f}{y} + 0.5Ml_x \frac{f}{y} = 1.5Ml_x \frac{f}{y}$$

$$T_{int}(2) = Ml_y \frac{f}{x} + 0.5Ml_y \frac{f}{x} = 1.5Ml_y \frac{f}{x}$$

$$T_{int}(3) = 1.5Mf \frac{l}{2}\left[\frac{1}{l_x - 2x} + \frac{1}{l_y - 2y} \right]$$

$$T_{int} = \sum_{i=1}^{3} T_{int}(i) = 1.5Mf\left[\frac{l_x}{y} + \frac{l_y}{x} + \frac{l}{2}\left(\frac{1}{l_x - 2x} + \frac{1}{l_y - 2y}\right)\right]$$

Alors : $T_{int} = T_{ext}$

$$M = 0.785P_u / 1.5\left[\frac{l_x}{y} + \frac{l_y}{x} + \frac{l}{2}\left(\frac{1}{l_x - 2x} + \frac{1}{l_y - 2y}\right)\right]$$

$$P_u = f(x, y) \Rightarrow \begin{cases} \frac{dP}{dx} = 0 \\ \frac{dP}{dy} = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0.64m \\ y = 0.70m \end{cases}$$

Après le calcul on trouve :

$M = 0.785\ P_u / 15.60 = 0.05\ P_u$ KN.m

On a : $P_u = 12.39$ KN/m²

$M = 0.05 \times 12.39 = 0.62$ KN.m

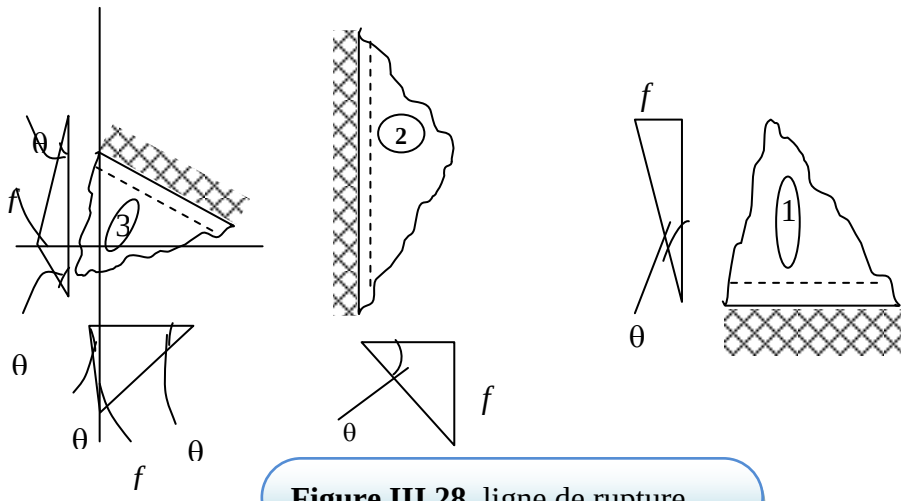


Figure.III.28. ligne de rupture

Tableau III.41.Résultats de calcul pour la dalle pleine.

	Lx(m)	Ly(m)	y(m)	M(KN.m)		Ma(KN.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS
2eme type	2.05	2.3	0.70	0.62	0.44	0.31	0.22

III.6.Dalle machine :

III.6.1.Introduction :

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

III.6.2. Pré dimensionnement :

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

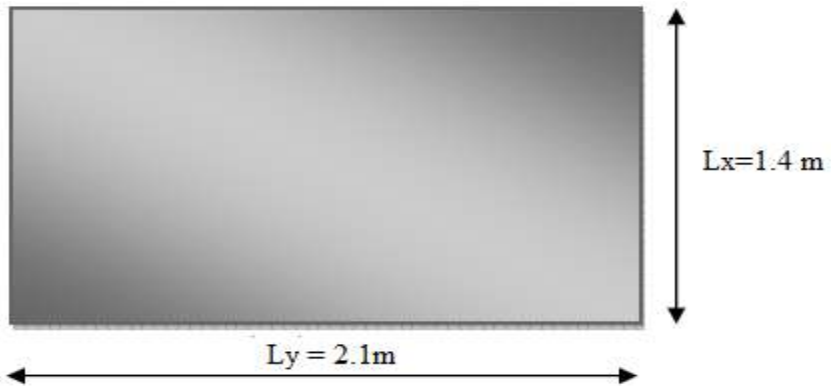


Figure III. 29. Dimensions de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Condition de résistance :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \quad \Rightarrow \quad \frac{140}{50} \leq ep \leq \frac{140}{40} \quad \Rightarrow \quad 2.8 \text{ cm} \leq e_p \leq 3.5\ cm$$

- **Condition de L'E N A :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E N A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine, soit : $\mathbf{e \geq 25\ cm}$ $\Rightarrow$ on prend $e = 25$ cm

III.6.3. Déterminations des charges permanentes et d'exploitations :

III.6.3.a.Charges permanente :

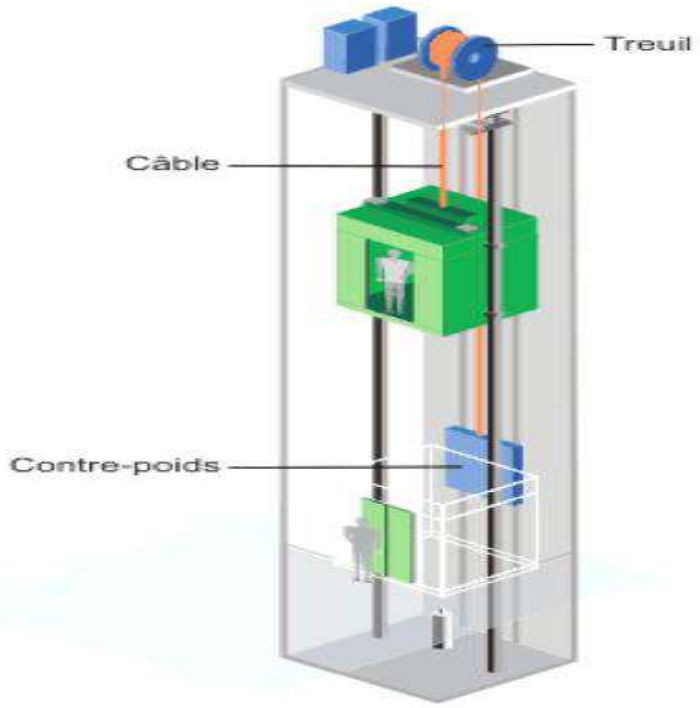


Figure III.30. Ascenseur avec local machine.

Tableau III.42. Charges permanente**.**

	Composant	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G				6.61

III.6.3.b.Poids de la machine supporté :

q est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs. Sous forme de charge concentrée.

Tableau III.43. Les charges concentrées.

P(kg)								
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$q = \sum \frac{P_i}{S_i} = \frac{48800}{(1.40X2.10)} = 16.60 \ (KN/m^2).$$

$$G_{tot} = 6.61 + 16.60 = 23.21 \ (KN/m^2).$$

III.6.3.c.Charge d'exploitation :

L'E N A exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre : Q =5 (KN/m^2)

Tableau III.44. Détermination des charges de la dalle.

G(KN/m^2)	Q(KN/m^2)	P_u(KN/m^2)	P_{ser}(KN/m^2)
23.21	5	38.83	28.21

III .6.4. Calcul des sollicitations :

Les appuis sont considérés comme de semi encastrements.

On a : $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.40}{2.10} = 0.6 > 0.4$

Donc : la dalle travail suivant les deux directions.

III.6.5.a. Méthode de calcul :

La dalle machine c'est une dalle pleine donc elle sera calculée par La méthode des lignes de rupture qui est basée sur le mécanisme des fissures.

III.6.5.b.Principe de calcul:

Σ Travail externe = Σ Travail interne

Travail externe en fonction de (charge, portée) = **S.f.Pu**

Travail interne en fonction du moment **= M.L.θ**

Avec :

S : aire de chargement.

f : déplacement du CG.

M : moment de rupture.

L : longueur de ligne de rupture.

θ : rotation

- **Travail externe :**

$T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext} + T^3_{ext} + T^4_{ext}$

Avec :

$T^1_{ext} = T^3_{ext}$

$T^2_{ext} = T^4_{ext}$

$T^1_{ext} = P_u.f\ (1/6\ l_x.y)$

$T^2_{ext} = P_u.f\ (1/4\ l_x.\ l_y - 1/3\ l_x.y)$

$T_{ext} = P_u.f\ (1/2\ l_x.\ l_y - 1/3\ l_x.y)$

- **Travail interne :**

$T_{int} = T^1_{intt} + T^2_{int} + T^3_{int} + T^4_{int}$

Avec :

$T^1_{int} = T^3_{int}$

$T^2_{int} = T^4_{int}$

$T^1_{int} = 1.5M\ l_x\ (\frac{f}{y})$ ⟶ $\begin{cases} \theta_y = \frac{f}{y} \\ \theta_x = \frac{2f}{l_x} \end{cases}$

$T^2_{int} = 3Mf\ (lx/\ l_y)$

$T_{int} = 3Mf\ (lx/y + 2\ l_y/\ l_x)$

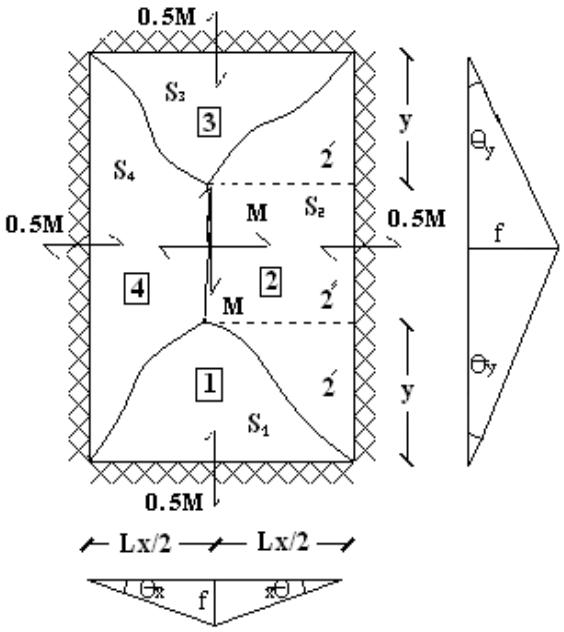


Figure III.31. Lignes de rupture dans la dalle machine.

III.6.5.c.Principe du travail virtuel :

$\Sigma\ T_{ext} = \Sigma\ T_{int}$

$$P = 3M\ \frac{(\frac{1.4}{Y}+3)}{(1.47-0.46Y)}$$

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

On pose : $p(y) = \frac{u(y)}{v(y)}.$

$P' \neq 0 \quad \Rightarrow \quad u'v - uv' = 0$

$\frac{dp}{dy} = 0 \quad \Rightarrow \quad 1.38y^2 + 1.29y + 2.06 = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 0.84m$

On remplace " y " on trouve :

$M = 0.077P$

$M_{tu} = M_u = 0.077x23.21 = 3.01$ KN.m

$M_{au} = 0.5M_t = 1.50$ KN.m

$M_{t\ ser} = M_{ser} = 0.077x28.21 = 2.17$ KN.m

$M_{a\ ser} = 0.5M_t = 1.09$KN.

III.6.6.Calcul du ferraillage:

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

Tableau III.45. Les données.

f_{c28}(Mpa)	25	**h (cm)**	25
f_{t28}(Mpa)	2.1	**d (cm)**	23
f_e(Mpa)	400	**c (cm)**	2
σ_{bc}(Mpa)	14.2	**c'(cm)**	2
σ_s(Mpa)	348	**b (cm)**	100

Hauteurs utiles : $\mathbf{d_x} = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5$ cm

$\mathbf{d_y} = 22.5 - \frac{1+1}{2} = 21.5$ cm

Tel que: $\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \sigma_b}$, $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ et $A' = 0$

Tableau III.46. Calcul du ferraillage.

Sens	Position	M_u (kN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
x	Travée	3.01	0.004	0.998	2.50	2.64	**4T10=3.14**
	Appuis	1.50	0.002	0.999	2.50	2.64	**4T10=3.14**
y	Travée	3.01	0.006	0.997	2.50	2.64	**4T10=3.14**
	Appuis	1.50	0.002	0.999	2.50	2.64	**4T10=3.14**

III.6.6.a.Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections: $\mathbf{A_x}$ = 4T10= 3.14 cm^2

$\mathbf{A_y}$ = 4T10= 3.14 cm^2

III.6.6.b.Condition d'espacement :

$\overline{S}_t$ = Min [2h=50cm; 22cm] = 22cm

On prend: S = 25 cm

III.6.6.c.Vérification de l'effort tranchant :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\,MPa$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x}$$

$$\tau_u = \frac{20.38 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.090\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad (c.v)$$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16 MPa$

$$V_{uy} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = \frac{38.83 \times 1.4 \times 2.1}{3 \times 2.1} = 18.12\,KN$$

$$\tau_u = \frac{18.12 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.084 MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \quad (c.v).$$

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

III. 6.7.Vérification a l'E.L.S :

La fissuration est considère comme peut nuisible donc on vérifié seulement

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Détermination de la valeur de « y » : $50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$

A = 3, 14 cm²; Mser = 2.17 KN.m; y = 4,6cm; I = 18335.84cm^4.

σ_b =0.203 MPa $\leq \bar{\sigma}_b$= 15 MPa. (C.V)

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

III.6.8. Vérification de la flèche:

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

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x}$ ⇒ 0.178 ≥ 0.100 (C.V)

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35}$ ⇒ 0.178≥ 0.037 à 0.028 (C.V)

$\frac{A_S}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$ ⇒ 0.0013≤ 0.005 (C.V)

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

III.6.9.Vérification de non poinçonnement :

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

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

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement.

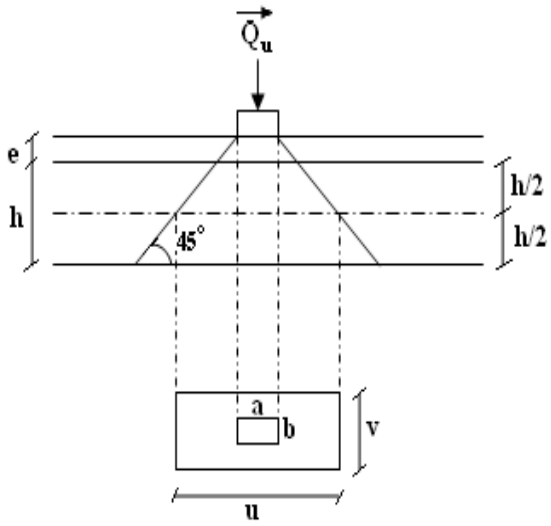


Figure .III.32. La vérification de non poinçonnement.

Qu= 84 KN, γb = 1.5, $f$cj = 25 MPa, h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

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

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

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

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

Qu = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =1875 KN…… (Condition vérifie)

Chapitre.IV
Etude dynamique

IV.1.Introduction :

Pour notre structure le Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles) 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. L'étude dynamique consiste à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique. Cette dernière nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- Le centre de Masse (C_G) ;
- Le centre de Torsion (C_R).

IV.2.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases} \quad \text{..... (N°1)}$$

Où:

- 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.

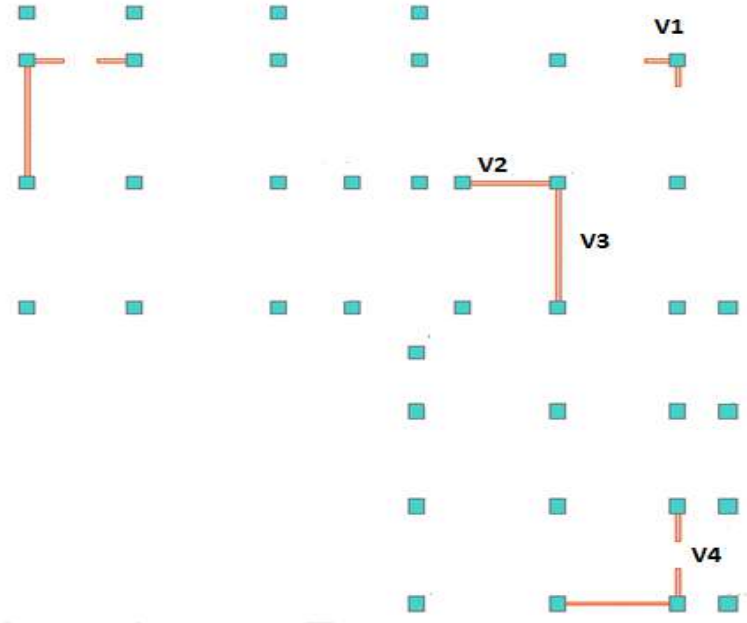


Figure. IV.1. Disposition des voiles.

Lx=22.83m.

Ly=23.65m.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Calcul du centre de masse de la structure.

étage	$\sum W_i(KN)$	$\sum W_i.X_G$	$\sum W_i.Y_G$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$
RDC	4668.44	58822.344	63444.100	12.60	13.59
1er	4521.96	56976.696	61453.436	12.60	13.59
2ème	4453.03	56108.178	60561.208	12.60	13.60
3ème	4390.14	55315.764	59705.904	12.60	13.60
4ème	4328.46	54538.596	58867.056	12.60	13.60
5 ème	4266.22	53711.710	58063.254	12.59	13.61
6ème	4198.99	52865.284	57148.254	12.59	13.61
7ème	4102.03	52505.984	55418.425	12.80	13.51

IV.2.2.Centre de torsion :

Dans le plan horizontal, c'est le point à travers lequel, si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de masse : d'où le risque de torsion à l'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de voiles en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

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

$$\begin{cases} XR = \dfrac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \\ YR = \dfrac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Où :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R, Y_R : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.2.3. Calcul des moments d'inertie des éléments résistants:

IV.2.3. a.Les poteaux :

Un poteau est un élément vertical résistant dans la structure. Il est considéré comme un élément élancé, ses dimensions transversales sont négligeables par rapport à sa largeur.

Donc, chaque poteau à une certaine rigidité:

$K_{x\,ou\,y} = \dfrac{12E.I_{x\,ou\,y}}{L^3}$, le poteau est supposé encastré aux extrémités.

- E: module de Young.
- $I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

- **L**: longueur du poteau.
- **Moment d'inertie :** Comme on a deux types de poteaux, on utilise les formules du moment d'inertie, suivants :

Pour les poteaux '2' : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

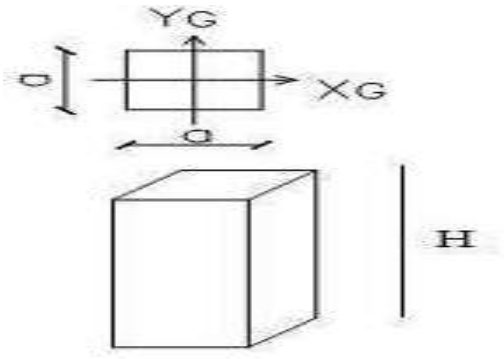


Figure. IV.2. Types des poteaux.

IV.2.3. b.Les voiles:

IV.2.3. b.1.Les voiles pleins:

Un voile est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que l'on peut déterminer en %. Il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le voile est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau. Comme le voile est supposé encastré à sa base, sa rigidité est égale a:

$$K_{xouy} = \frac{12\, I_{xouy}}{h^3}$$

- $K_{x,y}$: la rigidité du voile suivant la direction " ox " et / ou " oy ".
- E: module de déformation longitudinale.
- h: hauteur de voile.
- $I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du voile / à " ox " et / ou " oy ".
- **Moment d'inertie:**

$I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ par rapport à " X_G ".

$I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ par rapport à " Y_G ".

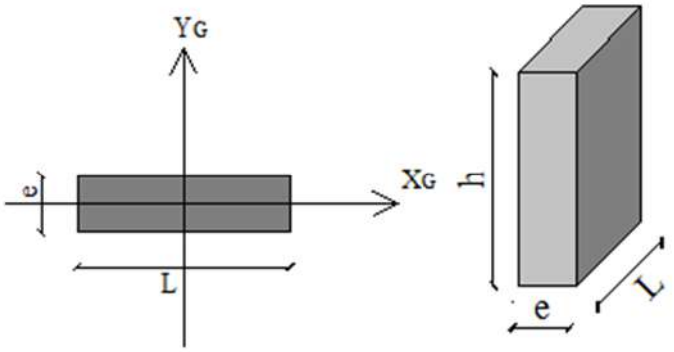


Figure. IV.3. Voile plein.

IV.2.3. b.2. Les voiles avec ouvertures:

Suite à l'exigence d'architecture, parfois, on a des baies dans les voiles, donc on fait les calculs pour un voile avec une ou plusieurs files d'ouvertures.

Le voile avec file d'ouverture (notre cas) est constitué par deux montants appelés trumeaux, et une traverse qui sépare deux ouvertures en élévation appelée linteau.

La rigidité d'un voile avec une file ou plusieurs files d'ouvertures est moins qu'un voile plein ayant les mêmes caractéristiques dans tous les sens (matériaux, dimensions…).

Donc pour cette raison on fait introduire la notion d'inertie équivalente pour un voile à une ou plusieurs files d'ouvertures. L'inertie équivalente " I_{eq}" d'un voile avec file d'ouverture est égale à l'inertie du voile fictif plein qui aurait la même flèche au sommet que le voile avec files d'ouvertures soumis à une charge uniforme pour le vent et ou triangulaire par le séisme.

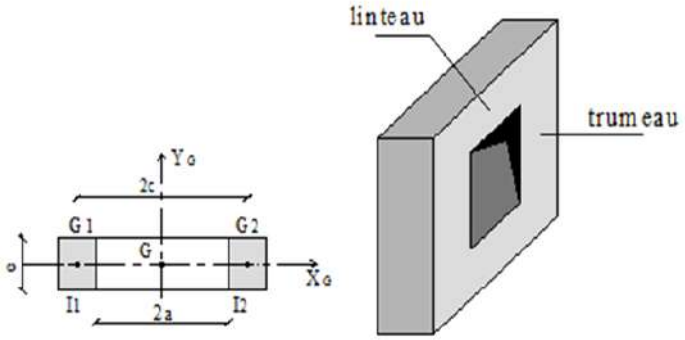


Figure .IV.4. Les voiles avec ouvertures.

Le centre de torsion pour chaque étage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 . Calcul du centre de torsion.

Etage	$\sum Ix_i (m^4)$	$\sum Iy_i (m^4)$	$\sum Iy_i . X_T$	$\sum Ix_i . Y_T$	$X_T (m)$	$Y_T (m)$
RDC	1.4508	3.3819	33.8528	14.7111	10.01	10.14
1er	1.3565	3.2876	32.9088	13.7684	10.01	10.15
2ème	1.2867	3.2178	32.1780	13.0728	10.00	10.16
3ème	1.2867	3.2178	32.1780	13.0728	10.00	10.16
4ème	1.2366	3.1677	31.6770	12.5885	10.00	10.18
5 ème	1.2366	3.1677	31.6770	12.5885	10.00	10.18
6ème	1.2022	3.1333	31.3333	12.2624	10.00	10.20
7ème	1.2022	3.1333	31.3333	12.2624	10.00	10.20

IV.2.4.Excentricité :

IV.2.4.a. Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_x = | X_G - X_t | \\ e_y = | Y_G - Y_t | \end{cases}$$

IV.2.4.b. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003:

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 = 22.83 m
- Largeur du bâtiment = 23.65 m

Excentricité admissible :

- Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.42 m
- Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.55 m

Les valeurs de l'excentricité statique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.3. Calcul de l'excentricité statique.

Etage	X_t (m)	Y_t (m)	X_G (m)	Y_G (m)	ex = |XR-XG| (m)	ey = |YR-YG| (m)	Verifications
RDC	10.01	10.14	12.60	13.59	1.59	2.45	OK
1er	10.01	10.15	12.60	13.59	1.59	2.44	OK
2ème	10.00	10.16	12.60	13.60	1.60	2.44	OK
3ème	10.00	10.16	12.60	13.60	1.60	2.44	OK
4ème	10.00	10.18	12.60	13.60	1.60	2.42	OK
5 ème	10.00	10.18	12.59	13.61	1.59	2.43	OK
6ème	10.00	10.20	12.59	13.61	1.59	2.41	OK
7ème	10.00	10.20	12.80	13.51	1.80	2.31	OK

IV.2.4.c. Excentricité accidentelle :[Art.4.2.7 : RPA 99 VERSION 2003]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} Ex=0.05Lx \\ Ey=0.05Ly \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. IV.4. Calcul d'excentricité.

Etage	L_x (m)	L_y (m)	Ex (m)	E_y (m)
RDC	22.83	23.65	1.59	2.45
1er	22.83	23.65	1.59	2.44
2ème	22.83	23.65	1.60	2.44
3ème	22.83	23.65	1.60	2.44
4ème	22.83	23.65	1.60	2.42
5 ème	22.83	23.65	1.59	2.43
6ème	22.83	23.65	1.59	2.41
7ème	22.83	23.65	1.80	2.31

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

En **zone IIa** le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : 30m **(C.V)**

a)Régularité en plan :

- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » $> \frac{1}{4}$ de L_x et L_y **(N.V)**.

b) Régularité en élévation :

- Notre bâtiment est régulier en élévation.
- Donc, selon **[**Art.4.1.2 : RPA 99 VERSION 2003**]**, les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.
- La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'SAP2000 - 17'**.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. 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.

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le '**SAP2000 17**' est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\dfrac{Q}{R}) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\dfrac{Q}{R})(\dfrac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\dfrac{Q}{R})(\dfrac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\dfrac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

a. **Coefficient d'accélération A :** [Modificatifs et compléments aux RPA99].

Tableau. IV.5. Coefficient d'accélération de zone A.

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
IIa	0,25	0,20	0,15	0,10

b. facteur de correction d'amortissement η:

Tableau .IV.6. Valeur de ξ (%).

	Portique		**Voiles ou murs**
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7$ % (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2).

Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

c. coefficient de comportement R : ***(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.3).***

Tableau .IV.7. Valeur du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

On prend dans notre calcul **(R=5)** ce qui correspond à un Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques - voiles), et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**SAP 2000 -17**) qui sont données ci-après.

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé et ce conformément *[Art.3.4.A.4.b: RPA 99 VERSION 2003]*.

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- Dans ce dernier cas les voiles reprennent au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs intéractions à l'effort tranchant d'étage.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau.IV.8. Sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sens X.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
7ème	301.58	258.248	43.333	521.651	322.292	199.359
6ème	748.83	641.685	107.152	790.555	318.718	471.837
5ème	1221.6	1064.404	157.279	1070.066	510.482	559.584
4ème	1688.9	1475.951	212.974	1292.570	488.771	803.799
3ème	2183.4	1935.981	247.501	1492.240	651.773	840.467
2ème	2617.3	2368.001	249.328	1614.580	559.053	1055.527
1 er	3129.2	2864.176	265.096	1734.337	586.226	1148.111
RDC	3653.9	3380.390	273.609	1829.105	644.775	1184.330

Tableau.IV.9. Poids et coefficient de Sollicitations sens X.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
7ème	100	85.631	14.369	100	61.783	38.217
6ème	100	85.691	14.309	100	40.316	59.684
5ème	100	87.126	12.874	100	47.706	52.294
4ème	100	87.390	12.610	100	37.814	62.186
3ème	100	88.665	11.335	100	43.677	56.323
2ème	100	90.474	9.526	100	34.625	65.375
1 er	100	91.529	8.471	100	33.801	66.199
RDC	100	92.512	7.488	100	35.251	64.749

Tableau.IV.10. Sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sens Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
7ème	321.015	258.248	62.767	550.656	258.469	292.187
6ème	789.255	641.685	147.570	875.002	241.469	633.533
5ème	1285.669	1064.404	221.265	1184.728	377.478	807.250
4ème	1776.292	1475.951	300.341	1449.818	347.296	1102.522
3ème	2288.384	1935.981	352.403	1672.425	452.532	1219.893
2ème	2786.868	2368.001	418.867	1846.092	371.310	1474.782
1 er	3313.945	2864.176	449.769	2001.879	372.769	1629.110
RDC	3851.107	3380.390	470.717	2106.661	436.130	1670.531

Tableau.IV.11. Poids et coefficient de Sollicitations sens Y.

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
7ème	100	80.447	19.553	100	46.938	53.062
6ème	100	81.303	18.697	100	27.596	72.404
5ème	100	82.790	17.210	100	31.862	68.138
4ème	100	83.092	16.908	100	25.554	74.046
3ème	100	84.600	15.400	100	27.058	72.942
2ème	100	84.970	15.030	100	26.113	73.887
1 er	100	86.428	13.572	100	26.621	73.379
RDC	100	87.777	12.223	100	25.702	74.298

Donc : **R=5**

d. facteur de qualité Q :(*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.4*).

Le facteur de qualité est égal à 1' additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau .IV.12.détermination du facteur de qualité.

Critère "q"	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	N.observé	Observé	N.observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Σ	0,05		0,05	

En récapitulant les résultats on trouve : $\begin{cases} Q_X = 1 + 0{,}05 = 1{,}05 \\ Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1{,}05 \end{cases}$

e. périodes caractéristiques : (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).

Tableau .IV.13. Valeurs de T_1 et

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}40\,\text{s} \end{matrix}\right\}$ site S 2.

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instanpour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

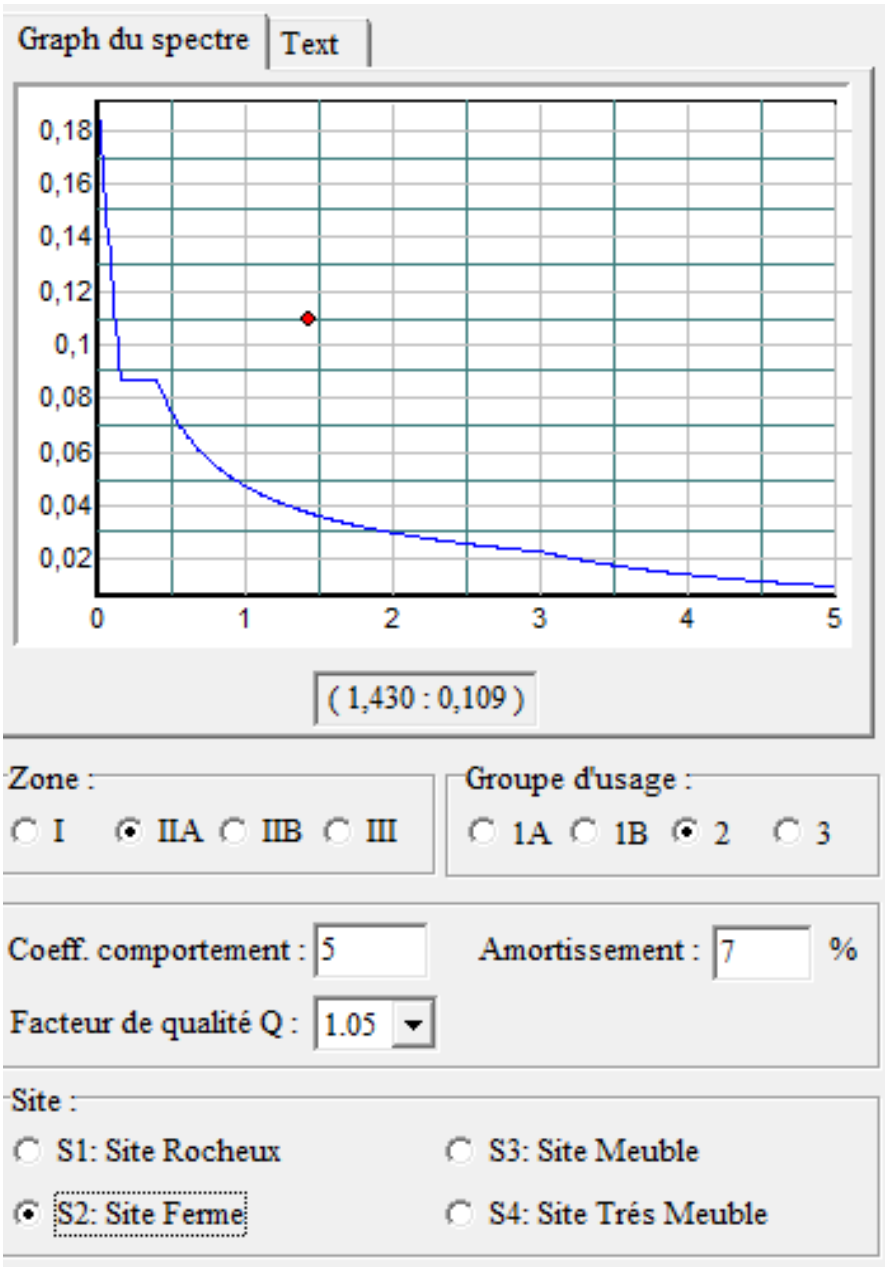


Figure. IV.5. Spectres de réponse.

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

*** Stabilité de la structure :**

1. Vérification du comportement modale de la structure.

2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3. Vérification de la force sismique V à la base.

4. Vérification de la stabilité au renversement.

5. Vérification de l'effet P-Δ.

*** Résistance des éléments :**

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.

7. Vérifications des déplacements inter-étage.

8. Vérification du cisaillement des éléments.

9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

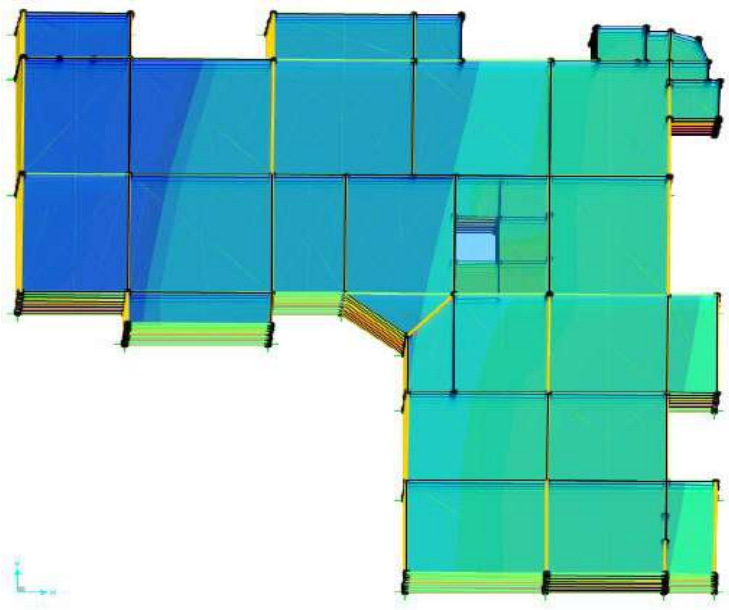


Figure. IV.6. Le comportement de 1er mode.

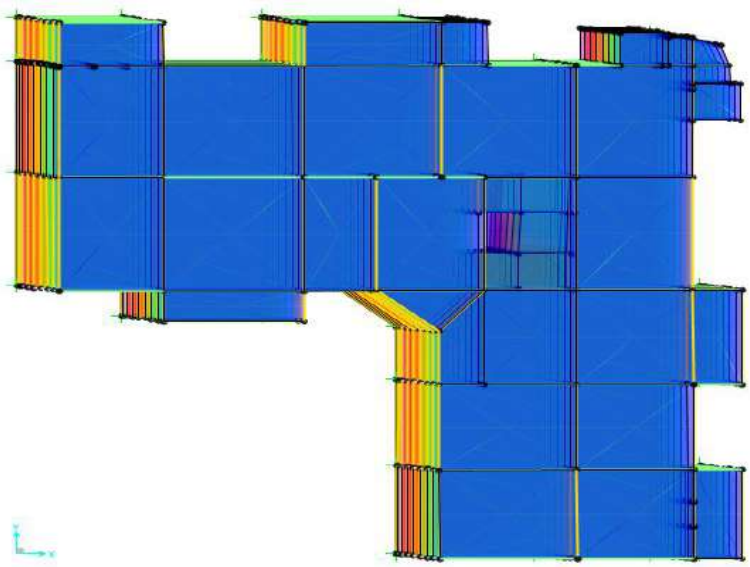


Figure. IV.7. Le comportement de 2ème mode.

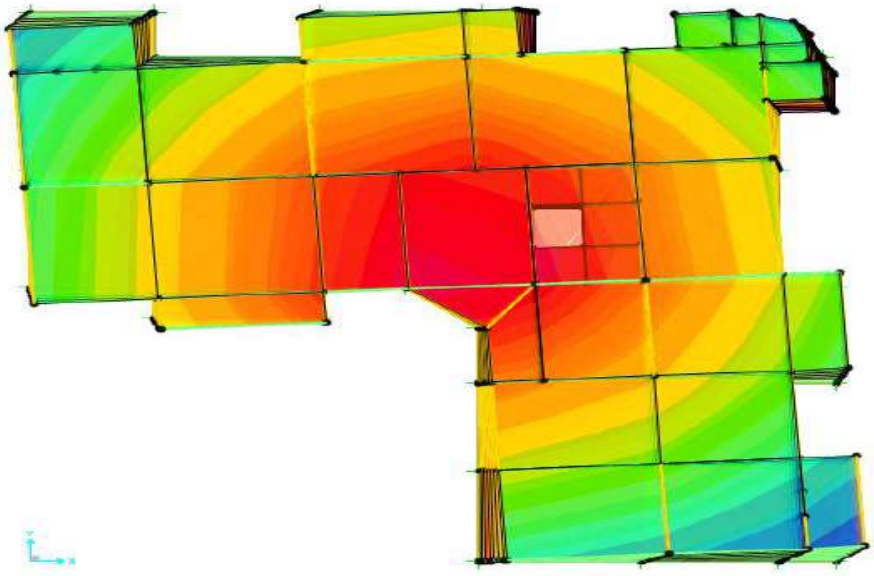


Figure. IV.8. Le comportement de 3ème mode.

Tableau. IV.14. Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant le sens (y)	Translation suivant le sens (x)	rotation autour de Z

IV.4.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après**:**[*Art. 4.3.4. a: RPA 99 VERSION 2003*].

Tableau IV.15. Périodes et coefficients de participation massique.

Mode " i "	Période " s "	Participation modale individuelle en (%)			Participation modale cumulée en (%)		
		Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	Sum Rz
1	0.531	67.846	1.617	0.001	67.846	1.617	0.001
2	0.467	1.684	67.065	0.402	69.530	68.682	0.402
3	0.365	0.001	0.485	68.176	69.531	69.167	68.579
4	0.155	18.311	0.204	0.035	87.842	69.371	68.613
5	0.132	0.203	19.032	0.009	88.045	88.403	68.622
6	0.102	0.029	0.002	20.311	88.074	88.405	88.934
7	0.085	0.000	0.005	0.033	88.074	88.410	88.967
8	0.080	0.001	0.002	0.001	88.075	88.412	88.968
9	0.078	5.968	0.039	0.001	94.042	88.451	88.969
10	0.075	0.053	0.001	0.007	94.095	88.451	88.976
11	0.074	0.001	0.002	0.001	94.096	88.453	88.977
12	0.074	0.011	0.002	0.000	94.107	88.455	88.977
13	0.070	0.006	0.003	0.001	94.112	88.458	88.978
14	0.068	0.003	0.000	0.000	94.115	88.458	88.978
15	0.066	0.021	0.250	0.000	94.136	88.708	88.979
16	0.066	0.000	0.047	0.007	94.136	88.754	88.985
17	0.065	0.019	5.655	0.000	94.154	94.409	88.985

Constatation :

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 17ème mode.

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :(***Art.4.2.6: RPA*** *99* ***VERSION*** *2003*)

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

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

IV.4.4.Calcul de la force sismique totale : ***[Art.4.2.3: RPA 99 VERSION 2003]***

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- **D :** facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

- $\mathbf{T_2}$ = 0,4 s (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).(Avec site S_2)
- **η :** facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$
- ξ = 7 % (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).(Avec remplissage dense)

  → η = 0,882 ≥0,7 (C.V)

- **T** : période fondamentale suivant les deux directions

  Les valeurs de T calculé sont : $\begin{cases} T_X = 0{,}53s \\ T_Y = 0{,}47s \end{cases} \in [0{,}0{,}5s]$

Alors: Dx=Dy=2,5**η**

Donc : $\begin{cases} D_X = 2{,}205 \\ D_Y = 2{,}205 \end{cases}$

- W : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- β = 0.3 (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5*).

Tableau .IV.16. Valeur du coefficient de pondération β.

Cas	Type d'ouvrage	B
1	Bâtiments d'habitation, bureau ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : -Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, Salles de réunions avec place debout. -Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.30
3	Entrepôts, hangars	0.40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, et ouvrage assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

W=37539.092 KN

.

Tableau. IV.17. Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0,20	2,205	2,205	5	1,05	1,05	37539.092	2590.197	2590.197

Tableau. IV.18. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (KN)	V_t (KN)	0,8×V	V_t> 0,8×V
X	2590.197	2082.034	2072.158	C.V
Y	2590.197	2108.794	2072.158	C.V

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée, donc il n'y a pas des modifications au niveau des paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport ($0{,}8V/V_t$).

IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \quad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{ty} = X_G . W_i \end{cases}$$

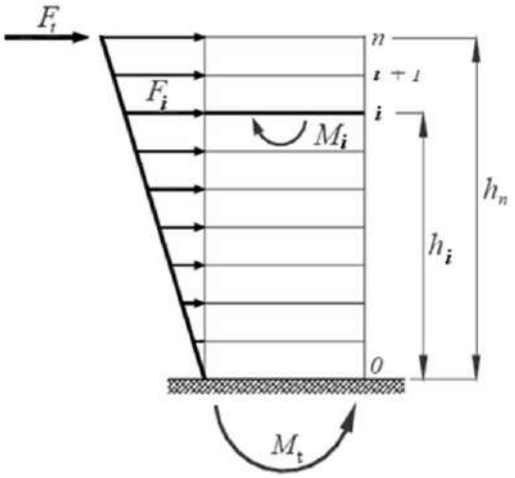


Figure. IV.9. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

Avec :

X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

IV.4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

(*Art.4.2.5: RPA 99 VERSION 2003*)

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a:

- Tx = 0,53 s → $F_t = 0$
- Ty = 0,47s → $F_t = 0$

Donc:

$$F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_y = \alpha_y . V_y$$

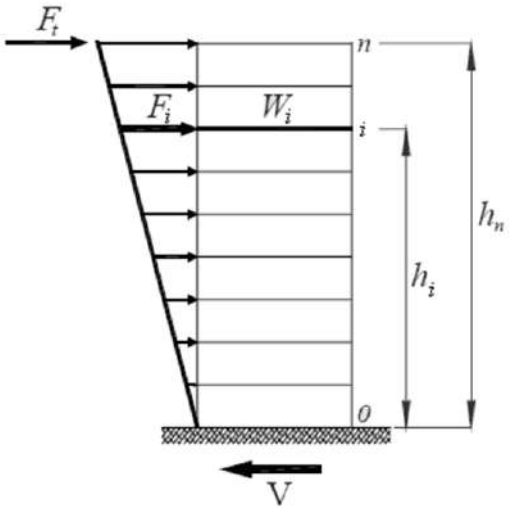


Figure. IV.9. Distribution des forces sismiques.

V_X= 2082.034KN

Tableau. IV.19. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Niveau (m)	W_i (KN)	W_ih_i (KN.m)	α_x	F_{ix} (KN)
+3.23	4668.44	15079.06	0.030	63.08
+6.46	4521.96	29211.86	0.058	122.21
+9.69	4453.03	43149.86	0.086	180.52
+12.92	4390.14	56720.60	0.113	237.29
+16.15	4328.46	69904.62	0.140	292.44
+19.38	4266.22	82679.34	0.166	345.88
+22.61	4198.99	94939.16	0.190	397.17
+25.84	4102.03	105996.45	0.212	443.43
SOMME		497680.98	1	2082.03

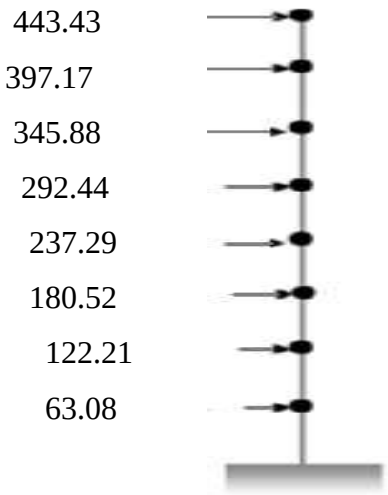


Figure. IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

V_Y =2108.794KN

Tableau. IV.20. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (KN)
+3.23	4668.44	15079.061	0.030	63.89
+6.46	4521.96	29211.862	0.058	123.78
+9.69	4453.03	43149.861	0.086	182.84
+12.92	4390.14	56720.609	0.113	240.34
+16.15	4328.46	69904.629	0.140	296.20
+19.38	4266.22	82679.344	0.166	350.33
+22.61	4198.99	94939.164	0.190	402.28
+25.84	4102.03	105996.455	0.212	449.13
SOMME		497680.984	1	2108.79

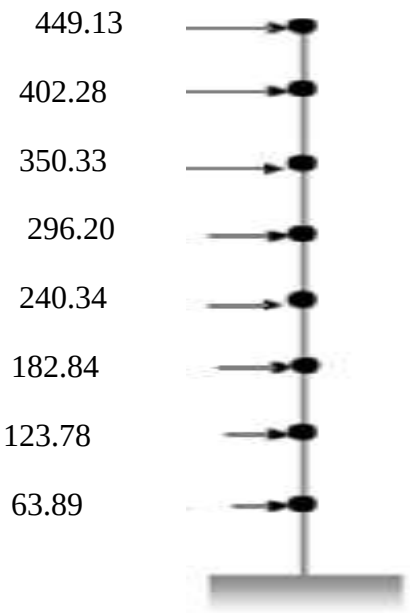


Figure. IV.11. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV.4.5.2.Moment de renversement :

Tableau. IV.21. Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+3.23	63.083	63.894	203.757	206.37
+6.46	122.207	123.778	789.457	799.60
+9.69	180.516	182.836	1749.202	1771.68
+12.92	237.289	240.339	3065.774	3105.17
+16.15	292.444	296.203	4722.970	4783.67
+19.38	345.887	350.332	6703.283	6789.43
+22.61	397.175	402.280	8980.132	9095.55
+25.84	443.433	449.132	11458.311	11605.58
$\sum M_a$			37672.888	38157.09

IV.4.5.3.Moment stabilisant :

Tableau. IV.22. Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
+3.23	4668.44	12.60	13.59	58822.34	63444.10
+6.46	4521.96	12.60	13.59	56976.69	61453.43
+9.69	4453.03	12.60	13.60	56108.17	60561.20
+12.92	4390.14	12.60	13.60	55315.76	59705.90
+16.15	4328.46	12.60	13.60	54538.59	58867.05
+19.38	4266.22	12.59	13.61	53711.71	58063.25
+22.61	4198.99	12.59	13.61	52865.28	57148.25
+25.84	4102.03	12.80	13.51	52505.98	55418.42
$\sum M_t$				440844.55	474661.63

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau. IV.23. Vérification de stabilisation.

M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)	M_{Sx}/M_{0x}	M_{Sy}/M_{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
440844.556	474661.637	37672.888	38157.091	11.702	12.440	C.V

La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

Tableau. IV.24. Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+00,00	0.000	0.00			
+3.23	0.144	0.57	0.57	3.23	OK
+6.46	0.040	0.20	0.37	3.23	OK
+9.69	0.213	1.06	0.86	3.23	OK
+12.92	0.325	1.62	0.56	3.23	OK
+16.15	0.447	2.23	0.61	3.23	OK
+19.38	0.568	2.84	0.61	3.23	OK
+22.61	0.688	3.44	0.60	3.23	OK
+25.84	0.800	4.00	0.56	3.23	OK

IV.4.6.Vérification des déplacements inter-étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$[*Art.4.4.3: RPA 99 VERSION 2003*]

Avec :

$\boldsymbol{\delta_{ek}}$ **:** Déplacement du aux forces séismiques F_i.

R : coefficient de comportement.

he : la hauteur de l'étage k.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon **[*Art.5.10 : RPA 99 VERSION 2003*] : le** déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser: Δ k limite = 0,01×h_e.

Tableau. IV.25. Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
+00,00	0.000	0.000			
+3.23	0.034	0.172	0.172	3.23	OK
+6.46	0.098	0.488	0.316	3.23	OK
+9.69	0.181	0.904	0.415	3.23	OK
+12.92	0.276	1.380	0.476	3.23	OK
+16.15	0.379	1.894	0.515	3.23	OK
+19.38	0.483	2.414	0.519	3.23	OK
+22.61	0.585	2.924	0.511	3.23	OK
+25.84	0.681	3.406	0.482	3.23	OK

IV.4.7.Vérification des déplacements en tête :

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre a la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette c

Avec : $\overline{\boldsymbol{\delta}}$ =H/250

$\overline{\boldsymbol{\delta}}$ **:** Déplacement admissible de la structure.

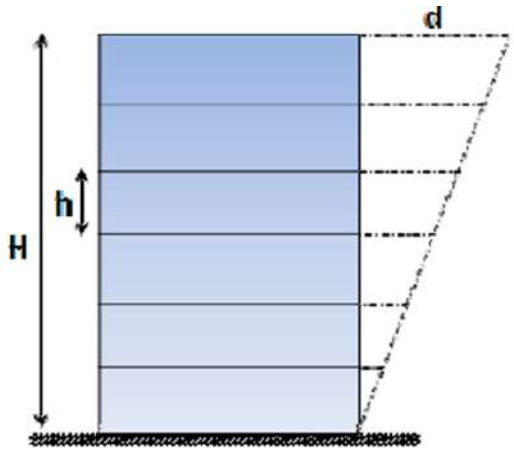


Figure. IV.12.déplacements en tête.

Tableau. IV.26. Vérification des déplacements en tête.

	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = \delta ek * R$ (cm)	$\overline{\delta}$ =H/250 (cm)	Vérification $\delta_k \leq \overline{\delta}$
Suivant X	0.800	4.00	10.33	ok
Suivant Y	0.681	3.406	10.33	ok

IV.4.8.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :[*Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003*]

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 :

$\theta = P_k \times \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \leq 0{,}10$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si 0,10<θ≤0,20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si θ>0,20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau. IV.27. Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx} (cm)	θx	θ≤ 0,10
+3.23	4668.44	63.08	0.57	0.098	C.V
+6.46	4521.96	122.21	-0.37	-0.043	C.V
+9.69	4453.03	180.52	0.86	0.066	C.V
+12.92	4390.14	237.29	0.56	0.032	C.V
+16.15	4328.46	292.44	0.61	0.028	C.V
+19.38	4266.22	345.88	0.609175	0.023	C.V
+22.61	4198.99	397.17	0.59705	0.020	C.V
+25.84	4102.03	443.43	0.55919	0.016	C.V

Tableau IV.28. Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	V_{ky}(KN)	Δ_{ky} (cm)	θy	θ≤ 0,10
+3.23	4668.44	63.89	0.17	0.039	C.V
+6.46	4521.96	123.78	0.32	0.036	C.V
+9.69	4453.03	182.84	0.42	0.031	C.V
+12.92	4390.14	240.34	0.48	0.027	C.V
+16.15	4328.46	296.20	0.51	0.023	C.V
+19.38	4266.22	350.33	0.51	0.020	C.V
+22.61	4198.99	402.28	0.51	0.017	C.V
+25.84	4102.03	449.13	0.48	0.014	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.4.9.Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a- **les poutres : Selon *CBA93*** *(Art A.5.1)*

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau}$ =Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map]

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.29. Vérification de cisaillement des poutres.

h_k (m)	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP (30*40)	263.13	2.34	G+Q+Edx	4.34	OK
PS (30*35)	30.92	0.32	G+Q+Edx	4.34	OK

b-les poteaux : Selon *RPA99 VERSION2003* [*Art 7.4.3.2]*

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$ et f_{c28}= 25Mpa

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.30. Vérification de cisaillement des poteaux suivant (x).

h_k (m)	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Pot (35*35)	37.99	0.22	G+Q+Edx	1.88	C.V
Pot (40*40)	61.26	0.28	G+Q+Edx	1.88	C.V
Pot (45*45)	77.36	0.30	G+Q+Edx	1.88	C.V
Pot (50*50)	64.50	0.23	G+Q+Edx	1.88	C.V
Pot (55*55)	78.50	0.14	G+Q+Edx	1.88	C.V

Tableau IV.31. Vérification de cisaillement des poteaux suivant (y).

h_k (m)	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Pot (35*35)	16.875	0.14	G+Q+Edx	1.88	C.V
Pot (40*40)	23.509	0.15	G+Q+Edx	1.88	C.V
Pot (45*45)	29.493	0.15	G+Q+Edx	1.88	C.V
Pot (50*50)	33.944	0.14	G+Q+Edx	1.88	C.V
Pot (55*55)	76.875	0.26	G+Q+Edx	1.88	C.V

Commentaire :

Les poteaux sont soulagé sous l'effet des forces de compression G+Q+E

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : *selon RPA VERSION 2003 [Art 7.1.3.3]*

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

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 ;

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.32.Vérification de l'effort normal réduit à la base.

h_k (m)	N_d (KN)	υ	Combinaison	Vérification $\upsilon \leq 0,3$
Pot (45*45)X	998.984	0.13	G+Q+Edx	C.V
Pot (45*45)Y	981.635	0.12	G+Q+Edy	C.V

IV.5.Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

Chapitre.V
Férraillage des eléments structuraux

V.1. Introduction :

Les éléments de la structure sont soumis aux différentes sollicitations dues aux différentes charges on utilise plusieurs combinaisons de ces charges pour déterminer les cas les plus défavorables qui seront utilises dans les calculs du ferraillage.

Les combinaisons prises en compte pour les éléments de l'ossature sont données par **CBA** et **RPA** version 2003

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.2. Les combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

D'après le CBA 93, on a les combinaisons suivantes :

- E.L.U: 1.35G + 1.5Q. [A.3.3.2]
- E.L.S: G + Q. [A.3.3.3]

D'après l'article 5.2 du RPA99 on a les 4 combinaisons accidentelles suivantes:

- G+Q ± E.
- 0.8G ± E.

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E**:** charge sismique.

V.3.Ferraillage des poutres :

- Les poutres sont sollicitées par les moments fléchissant et les efforts tranchants.
- Le ferraillage sera déterminé en calculant les poutres en flexion simple.

Nous prendrons pour chacun des deux types de poutres (principales et secondaires) une poutre intermédiaire et une poutre de rive.

Les sections :

- Poutres principales (bxh) = (30x40) cm^2.
- Poutres secondaires (bxh**)** = (30x35) cm^2.

Tableau. V.1. Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
σ_{bc} = 14.2 MPa	FeE 400,	σ_{bc} = 18.48 MPa	FeE 400
f_{c28} = 25 MPa	σ_s = 348 MPa	f_{c28} = 25 MPa	σ_s = 400 MPa
γ_b = 1.5	γs = 1.15.	γ_b = 1.5	γs = 1

Combinaison pour les poutres

- E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S: G + Q
- E.L.A : G + Q ± E

V.3.1. Recommandation des règlements : *Selon le RPA99 (Art7.5.2)*

- Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :
  - $0.5\% \le \frac{A}{b.h} \le 4\%$ en zone courante.
  - $0.5\% \le \frac{A}{b.h} \le 6\%$ en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- Le pourcentage des aciers transversaux est tel que:
  - La quantité des armatures transversales est donnée par: $A_t=0.003.S_t.b$
  - L'espacement maximum S_t entre les armatures transversales est:

$$\begin{cases} S_t \le \min[\frac{h}{4}; 12\phi_t] & \text{(Zone nodale).} \\ S_t \le \frac{h}{2} & \text{(Zone courante).} \end{cases}$$

V.3.2. Selon le CBA93 [A.7.1.2]:

- La section des armatures longitudinales [A.7.1.2] est :

$$A \geq A_{\min} = \frac{b.h}{1000}$$

- L'espacement des armatures transversales [A.5.1.2] doit vérifier les trois conditions suivantes :

St≤ min [0.9d;40cm]

$$\begin{cases} \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \\ \dfrac{A_t}{b.S_t} \geq \dfrac{\gamma_S.(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \end{cases}$$

Avec : K=1, α=90^0

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10};\phi_l\right]$$

V.3.4.sollicitations de calcul:

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-dessus, dont on retient les plus défavorables.

Les sollicitations sont obtenues dans le fichier résultat 'SAP 2000 17' pour toutes les combinaisons.

Les efforts pris en compte dans le calcul du ferraillage des poutres principales et secondaires sont donnés respectivement dans les tableaux suivant :

Tableau. V.2. Efforts internes maximum des poutres principales.

Niveau	Poutre	Situation	M_{tu} (kN.m)	M_{au} (kN.m)	T_u (kN)	$M_{t\ ser}$ (kN.m)	M_{aser} (kN.m)
Terrasse	**Rive**	Dur	28.89	55.34	63.54	21.16	36.73
	Int	Acc	61.14	114.01	128.125	44.68	83.38
Plancher Courant	**Rive**	Dur	38.14	68.12	82.42	27.91	46.13
	Int	Dur	70.96	100.49	146.39	51.70	73.05

Tableau. V.3. Efforts internes maximum des poutres secondaires.

Niveau	Poutre	Situation	M_{tu} (kN.m)	M_{au} (kN.m)	T_u (kN)	$M_{t\ ser}$ (kN.m)	$M_{a\ ser}$ (kN.m)
Terrasse	**Rive**	Dur	10.95	23.68	17.97	5.46	12.73
	Int	Acc	18.82	17.74	23.94	13.78	10.88
Plancher Courant	**Rive**	Dur	22.93	36.00	36.58	11.12	22.18
	Int	Dur	17.67	29.49	31.47	12.92	16.84

V.3.5.Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales nécessaires pour ferrailler les poutres principales et secondaires après calculs et vérifications selon RPA V 2003 et le CBA sont résumées dans les tableaux suivants:

Tableau. V.4. Section des armatures longitudinales des poutres principales.

Niv	Poutre	Position	M_u (kN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A_s Choisie (cm^2)	Nbre de barres
						CBA	RPA		
Terrasse	Rive	Travée	28.89	2.27		1.20	6.00	3.39	**3HA12**
		Appuis	55.34	3.83	0			4.62	**3 HA 14**
	Int	Travée	61.14	4.96	0			5.75	**1HA12+3T**
		Appuis	105.01	8.92	0			9.24	**6T14**
Plancher Courant	Rive	Travée	38.14	3.02	0	1.05	5.25	3.39	**3T12**
		Appuis	68.12	4.76	0			5.75	**1T12+3T14**
	Int	Travée	70.96	5.81	0			6.47	**3T12+2T14**
		Appuis	100.49	8.49	0			9.24	**6T14**

Tableau. V.5. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires.

Niv	Poutre	Position	M_u (kN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)		A_s Choisie (cm^2)	Nbre de barres
						CBA	RPA		
Terrasse	Rive	Travée	10.95	1.10	0	1.05	5.25	3.39	**3T12**
		Appuis	23.68	1.86	0			3.39	**3T12**
	Int	Travée	18.82	1.70	0	1.05	5.25	3.39	**3T12**
		Appuis	17.74	1.39	0			3.39	**3T12**
Plancher Courant	Rive	Travée	22.93	1.80	0	1.05	5.25	3.39	**3T12**
		Appuis	36.00	2.86	0			3.39	**3T12**
	Int	Travée	17.67	1.60	0	1.05	5.25	3.39	**3T12**
		Appuis	29.49	2.33	0			3.39	**3T12**

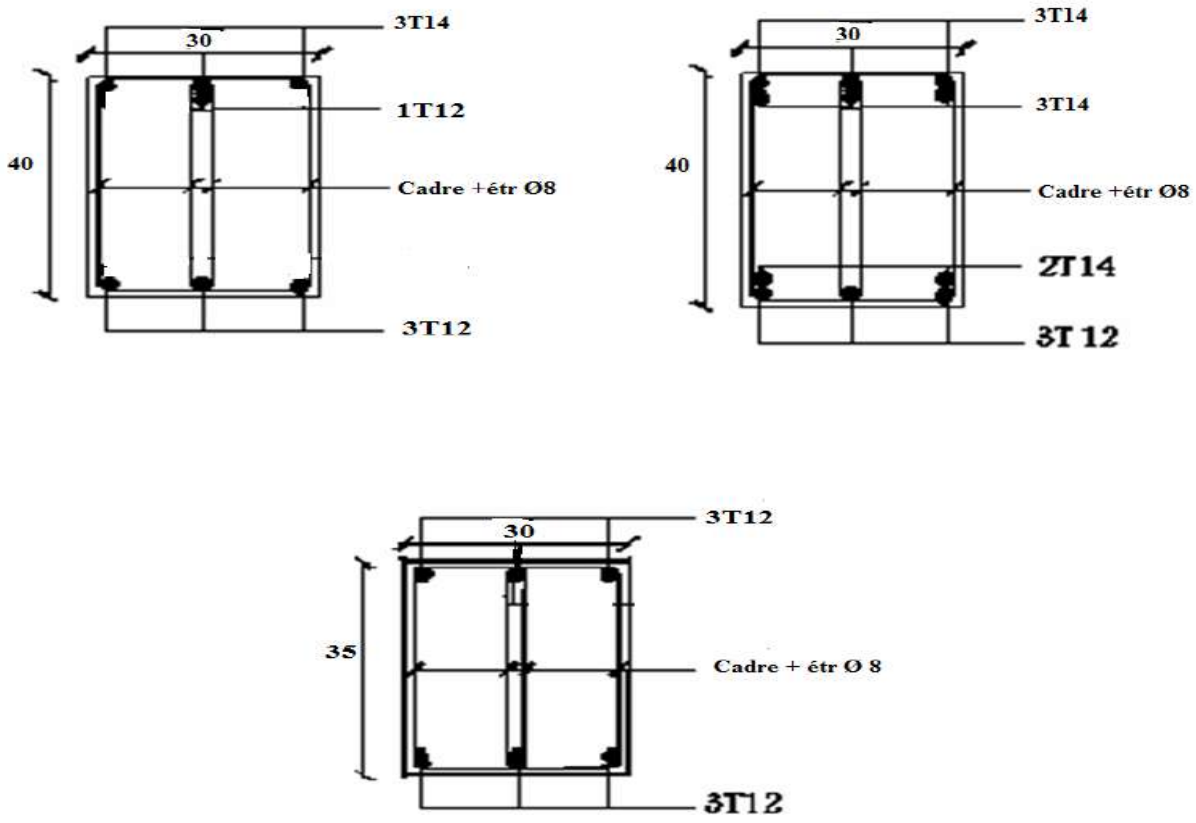


Figure.V.1. Ferraillage des poutres.

V.3.6. Vérification des contraintes à l'E.L.S:

Après le calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U, une vérification indispensable à L'E.L.S de ces armatures**.**

Il faut vérifier que la contrainte calculée à l'E.L.S est inférieure ou égale à la contrainte admissible de l'acier et du béton, on a :

- Fissuration préjudiciable pour les Portiques de rive
- Fissuration peu nuisible pour les Portiques intermédiaire

Avec:

$\overline{\sigma_b}$ **:** contrainte admissible du béton ; $\overline{\sigma_S}$: contrainte admissible de l'acier

Pour une fissuration peu nuisible, on doit vérifier seulement :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ **Avec :** $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$=0.6f_{c28}=15MPa

y: est déterminé à partir de l'équation:

$by^2/2+15A'_s(y-c')-15A_s(d-y)=0.$

$I=b.y^3/3+15A'_s(y-c')^2+15A_s(d-y)^2.$

Pour une fissuration préjudiciable**,** on doit vérifier :

$$\sigma_b \le \overline{\sigma_b} \text{ et } \sigma_S \le \overline{\sigma_S}$$

Avec :

$$\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}, \quad \overline{\sigma_s} \le \min[\frac{2}{3}f_e;110\sqrt{\eta f_{t28}}] = 202MPa$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau. V.6. Vérification des poutres principales à l'E.L.S

Plancher terrasse							
	Zone	**Fissuration**	**Mser (KNm)**	**σb (MPa)**	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	**σs (MPa)**	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Rive	**Travée**	préjudiciable	21.16	4.24	CV	182.17	CV
	Appui	préjudiciable	36.73	6.55	CV	201.63	CV
Int	**Travée**	Peu nuisible	44.68	7.36	CV	-	CV
	Appui	Peu nuisible	83.38	11.69	CV	-	CV
Plancher courant							
Rive	**Travée**	préjudiciable	27.91	5.59	CV	201.63	CV
	Appui	préjudiciable	46.13	7.60	CV	201.63	CV
Int	**Travée**	Peu nuisible	51.70	8.17	CV	-	CV
	Appui	Peu nuisible	73.05	10.25	CV	-	CV

Tableau. V.7. Vérification des poutres secondaires à l'E.L.S.

Plancher terrasse							
	Zone	**Fissuration**	**Mser (KNm)**	**σb (MPa)**	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	**σs (MPa)**	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Rive	**Travée**	préjudiciable	5.46	0.83	CV	9.88	CV
	Appui	préjudiciable	12.73	1.95	CV	23.03	CV
Int	**Travée**	Peu nuisible	13.78	3.48	CV	-	CV
	Appui	Peu nuisible	10.88	1.67	CV	-	CV
Plancher courant							
Rive	**Travée**	préjudiciable	11.12	1.70	CV	20.12	CV
	Appui	préjudiciable	22.18	5.60	CV	201.63	CV
Int	**Travée**	Peu nuisible	12.92	3.27	CV	-	CV
	Appui	Peu nuisible	16.84	4.26	CV	-	CV

V.3.7. Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le **CBA93 [A5.1.2.1] :**

$$\tau_u^{max} \leq \overline{\tau_u} \ , \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d}$$

Avec :

T_u^{max} **:** Effort tranchant maximal à l'ELU

b_0 : la largeur de la section de béton

d : la hauteur utile de la section du béton

La contrainte admissible donnée par le C.B.A93 est : Armatures droit (α=90°)

- fissurations préjudiciables $\overline{\tau_u}$ = Min [0.15 f_{cj}/γ_b, 4 Mpa]

$\bar{\tau}_u$ = 2.5MPa **:** situation durable.

$\bar{\tau}_u$ =3.26MPa : situation accidentelle.

✦ Pour les fissurations peu nuisibles $\bar{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]$

$\begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.30MPa : \text{situation durable.} \\ \bar{\tau}_u = 4.34MPa : \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

Les résultats des vérifications des poutres principales et secondaires aux cisaillements sont présentés au tableau suivant :

Tableau V.8. Contraintes de cisaillement dans les poutres porteuses.

Poutres porteuses (30x40)		**Plancher terrasse**								
		T (KN)	**τ_u (Mpa)**	**Fissuration**	**$\tau_u < \bar{\tau}_u$**	**ϕ**	**A_t**	**St (cm)**	**$At \geq At_{RPA}$**	**$At \geq At_{CBA}$**
Riv	**Trav**	-		Préjud	CV	8	4ϕ8	20	CV	CV
	App	63.54	0.564	Préjud	CV	8	4ϕ8	10	CV	CV
int	**Trav**	-		Peu nuisible	CV	8	4ϕ8	20	CV	CV
	App	128.13	1.139	Peu nuisible	CV	8	4ϕ8	10	CV	CV
Plancher courant										
Riv	**Trav**	-		Préjud	CV	8	4ϕ8	20	CV	CV
	app	82.42	0.732	Préjud	CV	8	4ϕ8	10	CV	CV
int	**Trav**	-		Peu nuisible	CV	8	4ϕ8	20	CV	CV
	app	146.39	1.301	Peu nuisible	CV	8	4ϕ8	10	CV	CV

Tableau V.9. Contraintes de cisaillement dans les poutres non porteuses.

Poutres porteuses (30x35)		Plancher terrasse								
		T (KN)	τ_u (Mpa)	fissuration	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	ϕ	At	St (cm)	$At \geq At_{RPA}$	$At \geq At_{CBA}$
Rive	Trav	-	-	préjud	CV	8	4ϕ8	20	CV	CV
	app	17.97	0.184	préjud	CV	8	4ϕ8	10	CV	CV
Inte	Trav	-	-	Peu nuisible	CV	8	4ϕ8	20	CV	CV
	app	23.94	0.245	Peu nuisible	CV	8	4ϕ8	10	CV	CV
Plancher courant										
Rive	Trav	-	-	préjud	CV	8	4ϕ8	20	CV	CV
	app	36.58	0.375	préjud	CV	8	4ϕ8	10	CV	CV
Inte	Trav	-	-	Peu nuisible	CV	8	4ϕ8	20	CV	CV
	app	31.47	0.322	Peu nuisible	CV	8	4ϕ8	10	CV	CV

V.3.8. Vérification de la flèche :

Selon le **CBA 93** annexe D on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$
- $\rho \geq \frac{A}{b.d}$

V.3.8. a.Poutres porteuses: (bxh) = (30x40)

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

1ere condition			2eme condition			3eme condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10M0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$	$\rho \geq \frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{Fe}$	$\rho \geq \frac{4.2}{Fe}$
0.081	0.062	C.V	0.081	0.075	C.V	0.005	0.0105	C.V

V.3.8. b.Poutres non-porteuses: (bxh) = (30x35)

Tableau V.11. Vérification de la flèche des poutres non porteuses.

1ere condition			2eme condition			3eme condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10M0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$	$\rho \geq \frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{Fe}$	$\rho \geq \frac{4.2}{Fe}$
0.071	0.062	C.V	0.071	0.075	C.V	0.005	0.0105	C.V

On remarque que les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions porteuses (poutre principale) et non porteuse (poutre secondaire), alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.9. Le ferraillage de la poutre de chainage :

Tableau.12.ferraillage de la poutre de chainage.

Plancher courant						
Zone	**situa**	**M_u (KNm)**	**$A_{calculée}$ (cm^2)**	**A_{min} (cm^2)**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**	**$A_{choisie}$**
Travée	Dur	7.21	0.96	0.9/4.5	3T14	4.62
Appui	Dur	4.96	0.96		3T14	4.62

Tableau. V.13. Vérification de poutre de chenage à l'E.L.S.

Plancher courant						
Zone	**Fissuration**	**M_{ser} (KNm)**	**σ_b (MPa)**	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	**σ_s (MPa)**	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Travée	préjudiciable	5.33	1.08	CV	11.85	CV
Appui	préjudiciable	3.68	0.75	CV	8.18	CV

Tableau V.14. Contraintes de cisaillement dans la poutre de chenage.

Section (30x30)	Plancher courant								
	T (KN)	τ_u (Mpa)	fissuration	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	ϕ	A_t	S_t (cm)	$A_t \geq A_{tRPA}$	$A_t \geq A_{tCBA}$
Travée	-	-	préjud	CV	8	4ϕ8	20	CV	CV
Appui	10.26	0.114	préjud	CV	8	4ϕ8	10	CV	CV

V.3.9. Recommandations pour les poutres

- Longueur de recouvrement : $l_C = 50\phi$.

D'où: $l_C = \begin{cases} 60cm \ pour.le \ T12 \\ 70cm \ pour.le \ T14 \end{cases}$

- Les armatures longitudinales doivent être munies d'un crochet de 90° de longueur égale à (25cm) dans les poutres d'angles et de rive.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à (5cm) au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.4.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, qui se distingue par la présence de deux sollicitations : un effort normal de compression et un moment de flexion.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'une des trois sections suivantes:

- Section entièrement tendue.
- Section partiellement tendue.
- Section entièrement comprimée.

V.4.1. Recommandation des règlements : *Selon le RPA99 [Art 7.4.2.1]:*

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone IIa est limité par :
  - $0.9\ \% \leq A / b.h \leq 4\ \%$ (en zone courante).
  - $0.9\ \% \leq A / b.h \leq 6\ \%$ (en zone nodale).
  - Leur diamètre minimal et de 12mm.
  - La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
  - La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone IIa

V.4.2. Recommandation des règlements *: Selon le CBA 93 :*

$4\ cm^2$ pour 1m de longueur du parement.

$$A = \min [0.1\ \% \leq A / b.h \leq 5\ \%.]$$

V.4.3.Calcul des aciers longitudinaux à l'E.L.U :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

V.4.3.a. Etat limite de résistance :

Pour la détermination des armatures longitudinales on va tenir compte des trois cas défavorable suivants :

- $N_{max} \longrightarrow M_{corr.}$ **(Cas I).**
- $N_{min} \longrightarrow M_{corr.}$ **(Cas II).**
- $M_{max} \longrightarrow N_{corr.}$ **(Cas III).**

Les armatures sont obtenues sous l'effet de deux situations : durable et accidentelle.

Tableau V.15. Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Beton	Acier	Beton	Acier
σ_{bc} = 14.2 MPa	FeE 400,	σ_{bc} = 18.48 MPa	FeE 400
f_{c28} = 25 MPa	σ_s = 348 MPa	f_{c28} = 25 MPa	σ_s = 400 MPa
γ_b = 1.5	γ_s = 1.15.	γ_b = 1.5	γ_s = 1

V.4.3.b.Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, conformément à l'article (A.4.3.5) du CBA93.

On adopte une excentricité totale de calcul telle que :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \left(\frac{M}{N}\right) + e_a, \quad avec: \ e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right).$$

$$e_1 = \frac{3L_f{}^2(2+\alpha\varphi)}{(10^4 h)}, \text{ avec: } 0.7 \leq \alpha \leq 1 \text{ et } \varphi = 2$$

Avec :

e_1 : excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts de second ordre lies à la déformation de la structure.

L_f : longueur de flambement du poteau.

L : longueur libre du poteau.

h: hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

Φ : rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

α : rapport du moment des charges permanentes au moment total.

Les efforts dans les poteaux les plus sollicités et les sections d'acier adoptées pour les divers types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16. Sections des armatures longitudinales des poteaux.

section (cm)	Cas	N (KN)	M_X (KN.m)	M_Y (KN.m)	comb	A_{min} (cm^2)	A_{CAL}	A(choisi) (cm^2)
35X35	N_{max}-M_{cor}	281.55	19.03	3.61	ELU	9.80	2.8	**2T12+6T14 =11.50**
	M_{max}-N_{cor}	59.73	39.73	9.53	Acc	9.80		
	N_{min}-M_{cor}	9.90	0.62	15.62	Acc	9.80		
40X40	N_{max}-M_{cor}	710.21	21.83	6.64	ELU	12.80	3.2	**4T14+4T16 =14.20**
	M_{max}-N_{cor}	247.23	55.25	10.39	Acc	12.80		
	N_{min}-M_{cor}	31.72	1.35	22.88	Acc	12.80		
45X45	N_{max}-M_{cor}	1200.42	23.19	6.98	ELU	16.20	3.6	**T16+2T20 =18.35**
	M_{max}-N_{cor}	450.18	63.20	9.66	Acc	16.20		
	N_{min}-M_{cor}	82.41	0.55	8.98	Acc	16.20		
50X50	N_{max}-M_{cor}	1720.09	17.23	6.22	ELU	20.00	4.01	**4T16+4T20 =20.61**
	M_{max}-N_{cor}	19.76	0.48	79.40	Acc	20.00		
	N_{min}-M_{cor}	358.41	1.29	8.15	Acc	20.00		
55X55	N_{max}-M_{cor}	2005.13	10.58	4.42	ELU	24.20	4.40	**8T20=25.13**
	M_{max}-N_{cor}	88.59	0.04	63.80	Acc	24.20		
	N_{min}-M_{cor}	586.94	1.26	6.12	Acc	24.20		

V.4.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

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

La détermination des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} ; N_{ser}) sera calculée selon le règlement (BAEL91) concernant la flexion composée.

Les fissurations sont :

- Peu nuisibles dans les poteaux intermédiaires
- Préjudiciables dans les poteaux de rive.

Ainsi les contraintes dans l'acier et dans le béton sont limitées par :

Béton : $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} \longrightarrow \overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$.

Acier: $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \longrightarrow \overline{\sigma}_s = 202\,\text{MPa}$.

Les résultats des vérifications à l'E.L.S sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Vérification des contraintes à l'E.L.S.

Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
35X35	N_{max}-M_{cor}	160.03	-2.65	-13.83	2.43	0.00	4.09	15.00	201.63
	M_{max}-N_{cor}	92.54	38.82	7.32	6.60	90.30	0.00	15.00	201.63
	N_{min}-M_{cor}	8.86	4.70	-1.87	0.54	4.51	0.00	15.00	201.63
40X40	N_{max}-M_{cor}	518.81	-4.89	-15.82	3.27	0.00	38.63	15.00	201.63
	M_{max}-N_{cor}	361.10	50.22	6.99	7.06	31.97	0.00	15.00	201.63
	N_{min}-M_{cor}	60.63	6.50	-1.30	0.75	0.00	0.65	15.00	201.63
45X45	N_{max}-M_{cor}	876.71	-5.14	-16.80	3.58	0.00	59.62	15.00	201.63
	M_{max}-N_{cor}	638.34	53.76	5.32	4.90	0.00	19.13	15.00	201.63
	N_{min}-M_{cor}	252.98	-30.32	-1.14	2.44	0.00	2.31	15.00	201.63
50X50	N_{max}-M_{cor}	1256.18	-4.58	-12.48	3.72	0.00	75.34	15.00	201.63
	M_{max}-N_{cor}	667.40	-1.85	-14.18	2.28	0.00	36.68	15.00	201.63
	N_{min}-M_{cor}	400.26	-25.52	-1.65	2.06	0.00	14.45	15.00	201.63
55X55	N_{max}-M_{cor}	1464.30	-3.26	-7.67	3.31	0.00	75.55	15.00	201.63
	M_{max}-N_{cor}	791.61	-1.43	-8.17	1.91	0.00	39.50	15.00	201.63
	N_{min}-M_{cor}	504.11	-19.25	-1.98	1.64	0.00	20.46	15.00	201.63

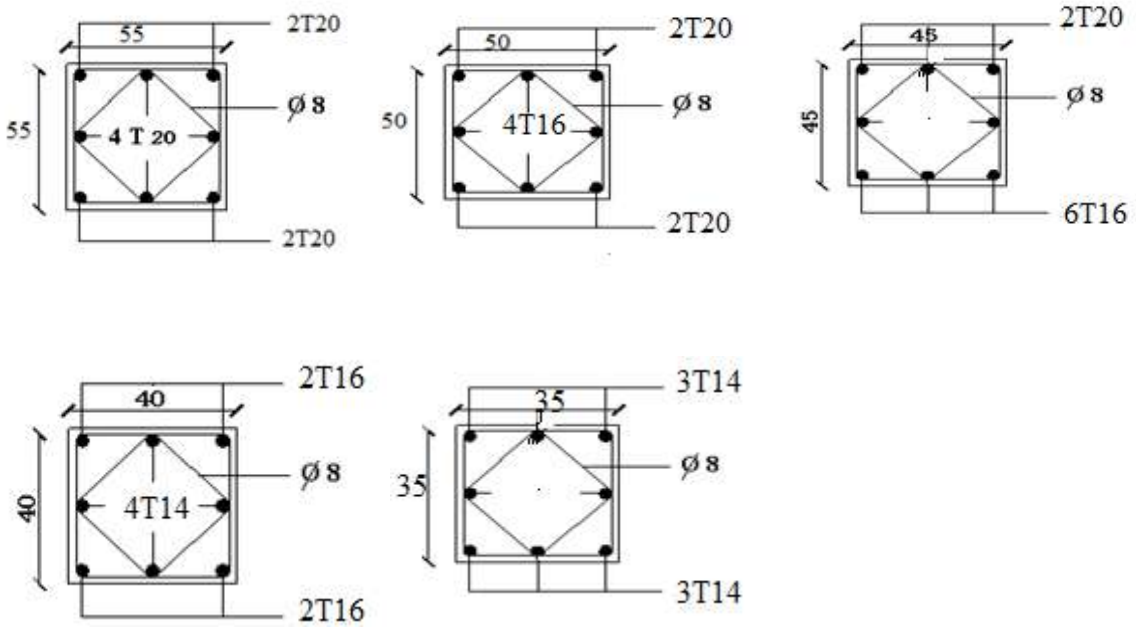


Figure. V.2. Ferraillage des poteaux.

V.4.5. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

V.4.5.1.Contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est fonction des dimensions géométriques ainsi que de l'effort tranchant à l'état limite ultime.

Cette contrainte est donné par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_o d}$

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles comme suit :

V.4.5.1.a. Selon RPA 99 [Art 7.4.3.2]:

La contrainte admissible est : $\bar{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si} \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda = L_f / i$ **:** élancement géométrique.

$L_f = 0.7\ L_0$**:** longueur de flambement.

L_0 **:** longueur libre de poteau.

$i = (I / A)^{1/2}$**:** rayon de giration.

I : moment d'inertie du poteau.

A : section du poteau.

V.4.5.1.b. Selon CBA 93 [A.5.1.2.1] :

- Si la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 4.32\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.5\ \text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 3.26\ \text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées pour chaque niveau sont résumées dans le tableau.

V.4.5.2.Calcul des aciers transversaux :

Leur rôle est d'empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois, le nombre de cadres et d'étriers est plus important dans les zones nodales et de recouvrement que dans les zones courantes,

V.4.5.2.a.La section d'armatures transversales « A_t » : est donnée par :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{h_t . f_e} \qquad \text{[Art 7.4.2.2 RPA 99]}$$

T_u **:** effort tranchant de calcul.

h_t **:** hauteur de la section du poteau.

***fe* :** contrainte limite élastique de l'acier (235Mpa).

ρ_a : coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda \geq 5. \\ 3.75 & \text{Si } \lambda < 5. \end{cases}$$

V.4.5.2.b. Espacement des armatures transversales S_t :

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min } (10\varphi l \text{ ; } 15\text{cm}) & \text{(en zone nodale).} \\ 15\varphi & \text{(en zone courante).} \end{cases}$$

Avec :

φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

V.4.5.2.c. La quantité minimale des armatures transversales : est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t.b_t} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \\ \text{interpoler entre les deux valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 < \lambda < 5 \end{cases}$$

V.4.5.2.d. Les cadres et les étriers : doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\varphi_l$ au minimum.

V.4.5.2.e. Les armatures utilisées sont : de type rond lisse, de nuance FeE235.

V.4.6.Récapitulation des résultats :

Tableau V.18.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	Situation	fissuration	Tu (KN)	τ_u (MPa)	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	[τu] MPa	τu ≤[τu]
(35X35)	acc	préjudiciable	37.99	0.22	0.075	1.88	3.26	CV
(40x40)	acc	préjudiciable	61.26	0.28	0.075	1.88	3.26	CV
(45x45)	acc	préjudiciable	77.36	0.30	0.075	1.88	3.26	CV
(50x50)	acc	préjudiciable	64.50	0.23	0.075	1.88	3.26	CV
(55x55)	acc	préjudiciable	78.50	0.14	0.075	1.88	3.26	CV

Tableau .19. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	Situation	fissuration	Vu (KN)	λ_g	ρ	Zone	S_t adopté (cm)	A_t calculée (mm^2)	Choix
35x35	Acc	préjudiciable	37.99	6.46	2.5	courante	15	107.75	4Ø8
						nodale	10	67.84	4Ø8
40x40	Acc	préjudiciable	61.26	5.65	2.5	courante	15	143.58	4Ø8
						nodale	10	95.72	4Ø8
45x45	Acc	préjudiciable	77.36	5.03	2.5	courante	15	161.16	4Ø8
						nodale	10	107.44	4Ø8
50x50	Acc	préjudiciable	64.50	4.52	3.75	courante	15	181.40	4Ø8
						nodale	10	120.94	4Ø8
55x55	Acc	préjudiciable	78.50	4	3.75	courante	15	200.71	4Ø8
						nodale	10	133.81	4Ø8

V.4.7.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale : *[Art 7.4.2.2]*

Tableau.V.20. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$(%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 3$(%)
35x35	courante	0.38	CV
	nodale	0.57	CV
40x40	courante	0.33	CV
	nodale	0.50	CV
45x45	courante	0.30	CV
	nodale	0.45	CV
50x50	courante	0.27	CV
	nodale	0.40	CV
55x55	courante	0.24	CV
	nodale	0.36	CV

V.5.Ferraillage des voiles :

V.5.1.Introduction :

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

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

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.5.2. Les voiles pleins :

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.

V.5.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.5.3.a. 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 sera mené à l'état limite ultime.

V.5.3.b. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- Des aciers transversaux " A_t".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.5.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.5.4.a. Recommandations des règlements :

V.5.4.a. 1.Armatures verticales :

- **Selon le CBA 93:**

$A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

a : l'épaisseur du voile

b : la largeur de la zone tendue

- **Selon le RPA 99 Version2003** ***(Art 7.7.4)***

$A_v = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_v = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_v = 0.10\% B$ dans la section courante.

Avec :

B : section du voile.

a : épaisseur du voile.

φ_{ver} : diamètre vertical.

V.5.4.a. 2.Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

✦ **Selon le CBA 93:**

Diamètre maximal des armatures horizontales : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]

$\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa

$S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Avec :

τ_b: Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h : section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h : hauteur utile.

✦ **Selon le RPA 99 Version 2003:**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq$ min [1.5a; 30cm]

a.Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 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.

V.5.4.b. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93)

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 combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$\begin{cases} S_v \text{ (zone courante)} \\ S_v = \dfrac{S_v}{2} \text{ (zone d'extrémité) } \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.5.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.5.5.a.Armatures verticales :

V.5.5.a.1.Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau .V.21. Les données de calcul**.**

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s =1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s =1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.22. Calcul des armateurs verticaux des voiles plains**.**

Etage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{cal} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_1	15×85	455.89	197.64	ACC	4.00	15	**2(6HA12 =6.79)**
	V_2	15×275	1358.80	1225.18	ACC	11.6	15	**2(19HA12=21.49)**
	V_3	15×465	2429.62	2234.32	ACC	19.20	15	**2 (31HA12=35.06)**
$1^{èr}$	V_1	15×85	480.20	118.65	ACC	4.00	15	**2 (6HA12 =6.79)**
	V_2	15×275	1307.29	1162.43	ACC	11.6	15	**2(19HA12 =21.49)**
	V_3	15×465	2282.87	1891.81	ACC	19.20	15	**2(31HA12 =35.06)**
$2^{ème}$ et $3^{ème}$	V_1	15×85	450.36	134.64	ACC	4.00	15	**2 (6HA12)=6.79)**
	V_2	15×275	1217.48	988.97	ACC	11.6	15	**2 (19HA12 =21.49)**
	V_3	15×465	2070.62	1500.65	ACC	19.20	15	**2 (31HA12 =35.06)**
$4^{ème}$ et $5^{ème}$	V_1	15×85	324.95	91.90	ACC	4.00	15	**2 (6HA12 =6.79)**
	V_2	15×275	864.35	626.61	ACC	11.6	15	**2(19HA12=21.49)**
	V_3	15×465	1425.51	844.46	ACC	19.20	15	**2 (31HA12 =35.06)**
$6^{ème}$ et $7^{ème}$	V_1	15×85	177.10	40.58	ACC	4.00	15	**2(6HA12 =6.79)**
	V_2	15×275	463.92	248.61	ACC	11.6	15	**2 (19HA12 =21.49)**
	V_3	15×465	736.84	363.09	ACC	19.20	15	**2(31HA12 =35.06)**

Tableau .V.23. Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

Y	voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{Min}RPA$ (cm^2)	$A_{Min}CBA$ (cm^2)	Vérification
RDC	V_1	15×85	2(6HA12 =6.79)	1.91	1.28	Vérifier
	V_2	15×275	2(19HA12 =21.49)	6.19	4.13	Vérifier
	V_3	15×465	2(31HA12 =35.06)	10.46	6.98	Vérifier
1ère	V_1	15×85	2(6HA12 =6.79)	1.91	1.28	Vérifier
	V_2	15×275	2(19HA12 =21.49)	6.19	4.13	Vérifier
	V_3	15×465	2(31HA12 =35.06)	10.46	6.98	Vérifier
2ème et 3ème	V_1	15×85	2(6HA12 =6.79)	1.91	1.28	Vérifier
	V_2	15×275	2(19HA12 =21.49)	6.19	4.13	Vérifier
	V_3	15×465	2(31HA12 =35.06)	10.46	6.98	Vérifier
4ème et 5ème	V_1	15×85	2(6HA12 =6.79)	1.91	1.28	Vérifier
	V_2	15×275	2(19HA12 =21.49)	6.19	4.13	Vérifier
	V_3	15×465	2(31HA12 =35.06)	10.46	6.98	Vérifier
6ème et 7ème	V_1	15×85	2(6HA12 =6.79)	1.91	1.28	Vérifier
	V_2	15×275	2(19HA12 =21.49)	6.19	4.13	Vérifier
	V_3	15×465	2 (31HA12 =35.06)	10.46	6.98	Vérifier

V.5.5.b.Vérification des armatures à ELS :

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

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

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

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

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

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.24. Vérification des armatures a ELS des voiles plains.

Etage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_1	15×85	427.20	-7.41	13.58	3.93	15	58.49	201.63	C.V
	V_2	15×275	1179.57	-16.62	42.98	2.53		37.99		
	V_3	15×465	2017.62	-23.54	70.12	2.54		38.15		
1ère	V_1	15×85	416.00	-12.49	13.58	4.13	15	61.19	201.63	C.V
	V_2	15×275	1137.14	-0.16	42.98	2.39		35.77		
	V_3	15×465	1914.57	-15.06	70.12	2.41		36.07		
2ème et 3ème	V_1	15×85	391.26	-13.12	13.58	3.96	15	58.65	201.63	C.V
	V_2	15×275	1070.44	-6.90	42.98	2.27		34.03		
	V_3	15×465	1776.58	-143.94	70.12	2.40		35.94		
4ème et 5ème	V_1	15×85	285.12	-24.04	13.58	3.72	15	54.35	201.63	C.V
	V_2	15×275	785.42	-49.53	42.98	1.83		27.36		
	V_3	15×465	1290.41	-104.70	70.12	1.74		26.11		
6ème et 7ème	V_1	15×85	151.60	-26.66	13.58	2.78	15	40.03	201.63	C.V
	V_2	15×275	422.03	-103.00	42.98	1.26		18.80		
	V_3	15×465	678.51	-52.50	70.12	0.91		13.68		

V.5.5.b. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau .V.25. Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.

Etage	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_1	15	288	106.91	0.38	5	15	**2(20HA10 =15.71)**
	V_2	15	288	430.78	1.55	5	15	**2(20HA10=15.71)**
	V_3	15	283	510.14	1.87	5	15	**2(19HA10 =14.92)**
1ére	V_1	15	288	67.00	0.24	5	15	**2(20HA10 =15.71)**
	V_2	15	288	479.11	1.73	5	15	**2(20HA10 =15.71)**
	V_3	15	283	562.15	2.06	5	15	**2 (19HA10 =14.92)**
2ème et 3ème	V_1	15	288	78.10	0.28	5	15	**2 (20HA10 =15.71)**
	V_2	15	288	431.82	1.55	5	15	**2 (20HA10 =15.71)**
	V_3	15	283	498.33	1.83	5	15	**2(19HA10 =14.92)**
4ème et 5ème	V_1	15	288	55.09	0.20	5	15	**2(20HA10 =15.71)**
	V_2	15	288	320.15	1.15	5	15	**2(20HA10 =15.71)**
	V_3	15	283	367.19	1.35	5	15	**2(19HA10 =14.92)**
6ème et 7ème	V_1	15	288	26.17	0.09	5	15	**2(20HA10)=15.71)**
	V_2	15	288	154.67	0.56	5	15	**2(20HA10 =15.71)**
	V_3	15	283	188.86	0.69	5	15	**2 (19HA10=14.92)**

V.5.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau .V.26. Diamètre des armateurs transversaux.

armatures longitudinales $\emptyset_v$	Epinglesϕ_t
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

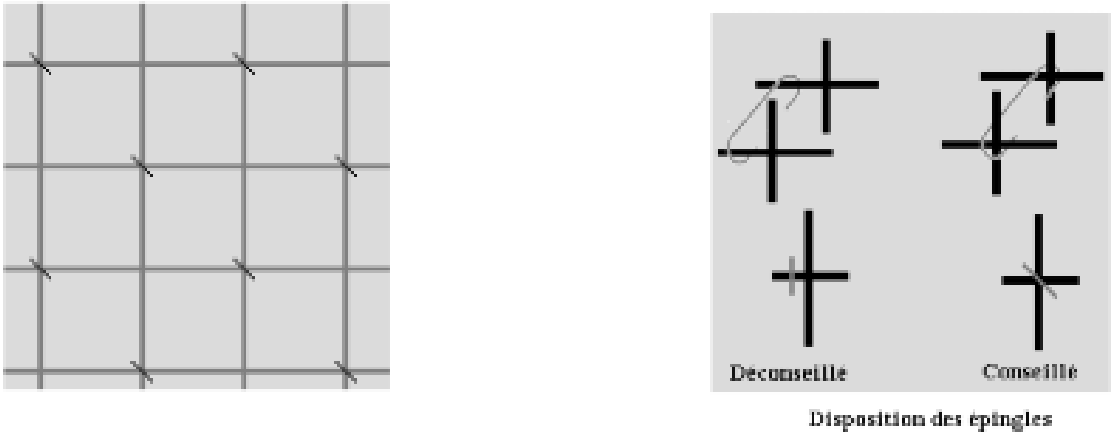


Figure. V.3. Les armatures transversales et les épingles des voiles.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48 cm.

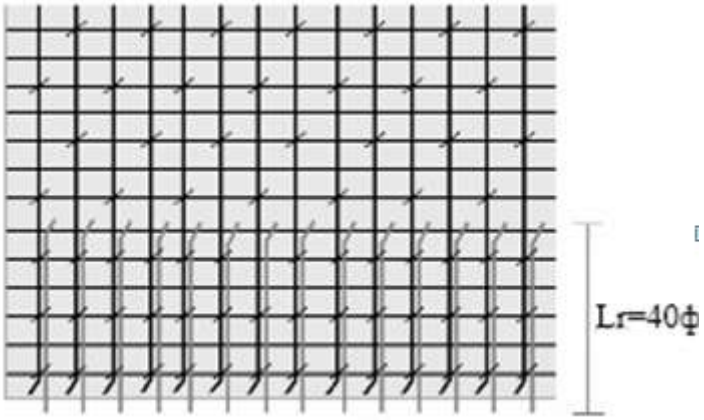


Figure. V.4 . La zone de recouvrement des voiles.

V.5.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.5.6.a.les trumeaux :

A.Les armateurs verticaux :

A.1Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau .V.27. Calcule de l'armature verticale des trumeaux.

Étage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_4	15×120	610.54	263.47	ACC	5.4	15	**2(8HA12 =9.05)**
1ère	V_4	15×120	592.74	207.99	ACC	5.4	15	**2(8HA12 =9.05)**
2ème et 3ème	V_4	15×120	538.03	174.08	ACC	5.4	15	**2(8HA12=9.05)**
4ème et 5ème	V_4	15×120	392.21	103.72	ACC	5.4	15	**2(8HA12=9.05)**
6ème et 7ème	V_4	15×120	225.66	30.90	ACC	5.4	15	**2 (8HA12=9.05)**

A.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau .V.28 .Vérification des armatures a ELS des trumeaux.

Etage	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{adP} (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_4	15×120	355.82	53.42	18.10	2.77	15	40.83	201.63	C.V
1ère	V_4	15×120	346.27	44.88	18.10	2.55	15	37.73	201.63	C.V
2ème et 3ème	V_4	15×120	323.36	34.49	18.10	2.24	15	33.14	201.63	C.V
4ème et 5ème	V_4	15×120	250.52	11.17	18.10	1.43	15	21.29	201.63	C.V
6ème et 7ème	V_4	15×120	155.11	-13.48	18.10	1.01	15	15.03	201.63	C.V

B. Las armateurs horizontaux :

Tableau .V.29 . Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Etage	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_4	15	283	232.52	0.85	5	15	**2 (19HA10 =14.92)**
1ère	V_4	15	283	221.55	0.81	5	15	**2(19HA10 =14.92)**
2ème et 3ème	V_4	15	283	204.31	0.75	5	15	**2 (19HA10=14.92)**
4ème et 5ème	V_4	15	283	159.78	0.59	5	15	**2 (19HA10=14.92)**
6ème et 7ème	V_4	15	283	104.43	0.38	5	15	**2 (19HA10=14.92)**

V.5.6.b. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

V.5.6.b. 1.Recommandations réglementaires :

- **Selon le CBA 93 :**

Même conditions que pour les poutres.

- **Selon le RPA 99 Version2003** ***(Art 7.7.2):***

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ **avec :** $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

V.5.6.b. 2.Ferraillage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1. **Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$)** : selon le RPA 99 Version2003 *(Art 7.7.3.1)* **:**

- **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule : $A_l \geq \frac{M}{f_e Z}$

Avec : Z=h-2d'

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$\lambda > 1$ (linteau longe)

$\lambda = 1/h$

$\lambda < 1$(linteau court)

a. linteau long$\lambda>1$:

On à: $S_t \leq A_t\ fe\ \frac{Z}{T}$

Avec :

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b. linteau court $\lambda< 1$

On doit avoir :$S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

T = min (V_1 ; V_2) **avec :** $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit:

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$ avec : Z = h – 2 d'

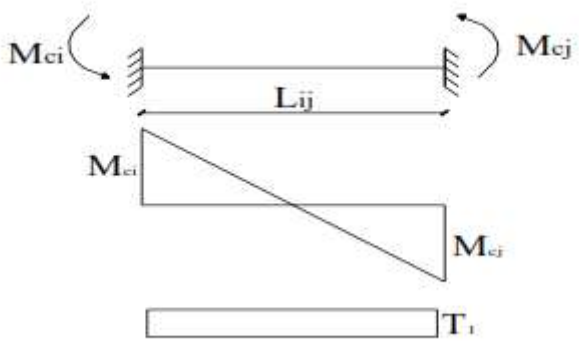


Figure.V.5. Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

2. Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003 ***(Art 7.7.3.2)*** **:**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2sin\alpha . f_e}$ avec: $tg\ \alpha = \frac{h-2d}{L}$

$V = V_u$ (sans majoration)

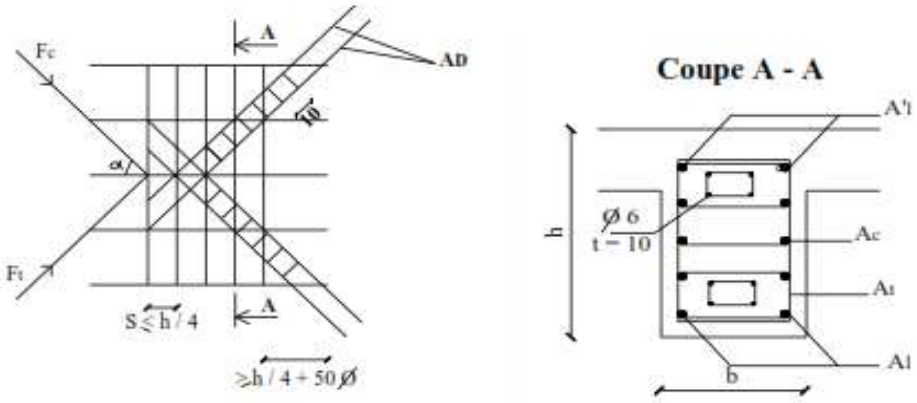


Figure .V.6. Armatures du linteau selon le RPA 99.

V.5.6.c.Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003 (Art 7.7.3.3) :

On a:

$A_l \geq 0.15\%b.h$

$A_c \geq 0.20\%\ b.h$

$A_D = 0$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28}$

$A_D = 0.15\%b.h$ si $\tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28}$

$A_t \geq 0.15\%b.s$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28}$

$A_t \geq 0.25\%b.s$ si $\tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.30. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux.

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1ère	V_4	15	103	110	207.70	2.09	116.67	Traction/compression
1ère-2ème	V_4	15	103	110	221.31	2.23	123.58	Traction/compression
2ème-3ème	V_4	15	103	110	206.63	2.08	115.68	Traction/compression
3ème- 4ème	V_4	15	103	110	182.23	1.83	101.48	Traction/compression
4ème-5ème	V_4	15	103	110	163.54	1.65	91.36	Traction/compression
5ème-6ème	V_4	15	103	110	133.02	1.34	73.70	Flexion simple
6ème-7ème	V_4	15	103	110	110.41	1.11	60.98	Flexion simple
7ème	V_4	15	103	110	62.37	0.63	33.87	Flexion simple

Tableau .V.31.calcul d'armatures longitudinales et transver.

Niveau	A calculé (cm²)				St (cm)	A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP		Ad	Al	At	AP
RDC -1ère	3.80	2.32	0.56	3.09	15	2(4HA10) =6.28	2(2HA12) =4.52	2HA10 =1.57	2(3HA10) =4.71
1ère - 2ème	4.05	2.32	0.56	3.09	15	2(4HA10) =6.28	2(2HA12) =4.52	2HA10 =1.57	2(3HA10) =4.71
2ème - 3ème	3.78	2.32	0.56	3.09	15	2(4HA10) =6.28	2(2HA12) =4.52	2HA10 =1.57	2(3HA10) =4.71
3ème - 4ème	3.33	2.32	0.56	3.09	15	2(4HA10) =6.28	2(2HA12) =4.52	2HA10 =1.57	2(3HA10) =4.71
4ème - 5ème	2.99	2.32	0.56	3.09	15	2(4HA10) =6.28	2(2HA12) =4.52	2HA10 =1.57	2(3HA10) =4.71
5ème - 6ème	-	2.63	1.57	-	15	-	2(2HA12) =4.52	2HA10 =1.57	2(3HA10) =4.71
6ème - 7ème	-	2.18	1.57	-	15	-	2(2HA12) =4.52	2HA10 =1.57	2(3HA10) =4.71
7ème	-	1.21	1.57	-	15	-	2(2HA12) =4.52	2HA10 =1.57	2(3HA10) =4.71

Chapitre.VI
Etude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION :

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2.Reconnaissance des lieux et du sol:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à :

- Capacité portante admissible du sol : σ_{sol} **= 2 bars**.
- Profondeur d'ancrage égale **1.40 m**.

VI.3. Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de:

- La capacité portante du terrain de fondation.
- La distance entre axes des poteaux et des voiles.
- Les charges transmises par la superstructure.
- L'économique et la facilité de mise en œuvre.

Le type de fondation choisie pour notre structure est : semelles filantes sous voiles et poteaux.

VI.4.Dimensionnement et calcul des semelles :

A fin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.4.1.Les semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de (A/ B)est égal au rapport de (a / b) , donc : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

$$A = \sqrt{S} \text{ et } \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 0{,}2 \text{ MPa}$$

Avec :

N : Effort normal.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

a : Petit côté du Poteau.

b : Grand côté du Poteau.

c : l'enrobage de la semelle.

$$\begin{cases} d \geq \frac{(B-b)}{4} \\ \frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2} \\ h \geq \frac{(B-b)}{4} + c \end{cases}$$

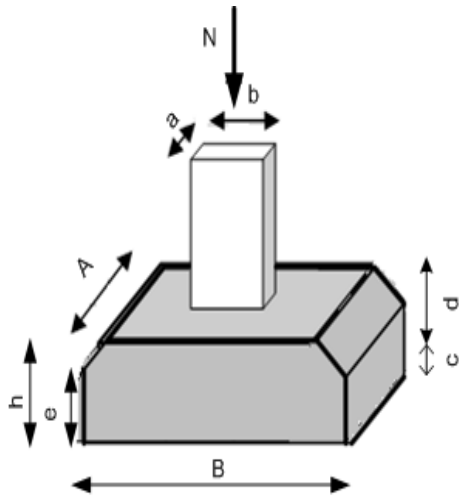


Figure VI.1 .semelle isolée sous poteau.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1.Récapitulatif pour le dimensionnement des semelles isolées.

Semelle	N (KN)	a=b (m)	σ_{sol} (KN)	B_{adop} (m)	h (m)	d (cm)
S1	1464.30	0.55	200	3.00	0.65	0.61
S2	1092.39	0.55	200	2.65	0.56	0.52
S3	777.36	0.55	200	2.20	0.45	0.41

VI.4.2.Vérification des contraintes:

La contrainte obtenue sera calculée par la plus défavorables des combinaisons citées ci-dessous :

- G + Q + E
- 0.8 G + E

La contrainte admissible du sol égale : $\bar{\sigma}_s = 200MPa$

L'excentricité de la résultante des efforts est: $e_0 = \frac{M}{N}$, si :

$e_0 \leq$ B/6 ; $\sigma_M = \frac{N}{AB}(1 + \frac{3e}{B}) \leq \sigma_{sol}$: Diagramme des contraintes Trapézoïdal.

$e_0 \geq$B/6 ; $\sigma_M = \frac{2N}{3A(0.5B-e)} \leq 1.33\sigma_{sol}$: Diagramme des contraintes Triangulaire.

Tableau VI.2 .Vérification des contraintes.

Semelle	N (KN)	M (KN.m)	B (m)	e_0 (m)	B/6 (m)	Diag	σ_M (KN)	σ_{sol} (KN)	Observ
S1	1464.30	7.67	3	0.0044	0.50	Trap	190.9	200	vérifiée
S2	1092.39	25.85	2.65	0.0199	0.44	Trap	193.2	200	vérifiée
S3	777.36	6.58	2.20	0.0071	0.36	Trap	185.7	200	vérifiée

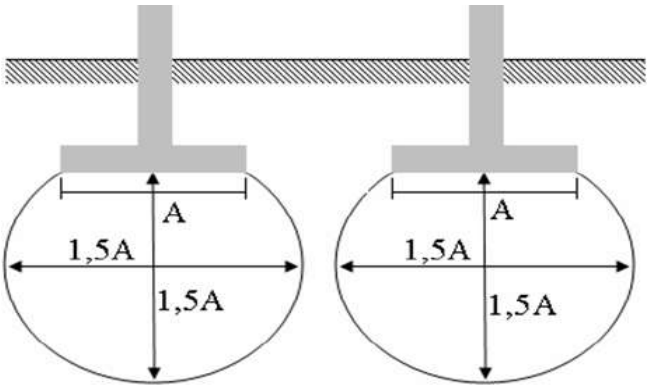


Figure.VI.2. Les bulles de pression.

❖Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe àl'étude des semelles filantes.

VI.4.3.Semelles filantes :

On trouve ce type de semelle dans le cas de chevauchement des semelles isolées suivant une direction ou même suivant les deux directions. Ce chevauchement peut être causé soit par des charges importantes, soit par la nature du sol qui pourra provoquer un tassement différentiel,

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines :

- la semelle et lapoutre de libage.
- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal trouvant du poteau.

La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

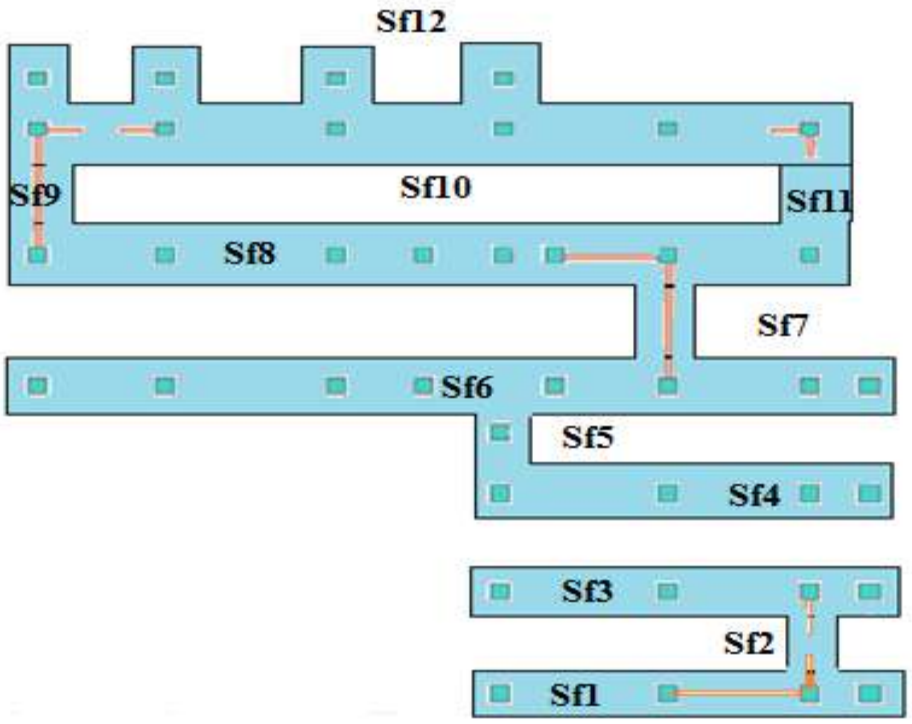


Figure VI.3. Disposition des semelles.

VI.4.4.a.Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N_i}{L}$$

Avec :

Ni : La somme des efforts normaux sous la semelle filante.

L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit **:**

$$(\frac{a}{b})\sigma_s . B^3 - N . B - (3e_0 N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B.

$$d \geq \frac{B-b}{4} ; \qquad h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Avec :

B : coté de la semelle.

a et **b** : cotés du poteau.

d : hauteur de semelle moins l'enrobage.

e_0: L'excentricité.

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai.

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3. Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux.

Semelle	L (m)	L_0 (m)	N_{ser} (KN)	N_{ser} (KN/ml)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	h (cm)	d (cm)
Sf1	10.13	1.10	2990.67	295.23	1.20	1.80	36	31
Sf2	3.90	1.10	714.85	183.30	1	1.20	25	20
Sf3	10.13	1.10	2798.21	276.23	1.18	1.60	32	27
Sf4	10.13	1.10	3276.75	323.47	1.62	1.90	40	35
Sf5	2.34	1.10	687.49	293.99	1.21	1.75	35	30
Sf6	22.85	1.10	7488.49	327.72	1.64	1.95	40	35
Sf7	5	1.10	1992.08	398.42	1.41	2.35	50	45
Sf8	21.20	1.10	8208.13	387.18	1.39	2.30	50	45
Sf9	6.83	1.10	2747.97	402.34	1.42	2.40	52	47
Sf10	21.20	1.10	4724.33	222.85	1.06	1.30	25	20
Sf11	4.90	1.10	816.37	166.61	1	1.10	25	20
Sf12	1.93	1.10	609.06	315.58	1.25	1.90	40	35

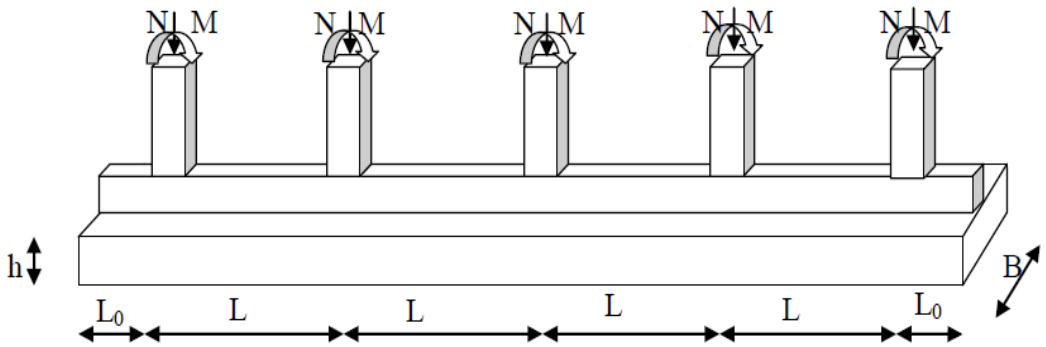


Figure VI.4. Semelle filante sous poteaux.

Tableau VI.4. Vérification des contraintes.

Semelle	N_{ser} (KN)	M (KN.m)	B_{adop} (m)	e_0 (m)	B/6 (m)	B/18 (m)	Diag	σ_m (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN)	Observé
Sf1	2990.67	52.97	1.80	0.0177	0.30	0.100	Trap	191	200	**vérifiée**
Sf2	714.85	18.97	1.20	0.0265	0.20	0.066	Trap	179	200	**vérifiée**
Sf3	2798.21	15.11	1.60	0.0053	0.26	0.088	Trap	198	200	**vérifiée**
Sf4	3276.75	30.49	1.90	0.0093	0.32	0.105	Trap	197	200	**vérifiée**
Sf5	687.49	1.53	1.75	0.0022	0.29	0.097	Trap	194	200	**vérifiée**
Sf6	7488.49	128.16	1.95	0.0171	0.32	0.108	Trap	195	200	**vérifiée**
Sf7	1992.08	122.40	2.35	0.0614	0.39	0.130	Trap	198	200	**vérifiée**
Sf8	8208.13	56.24	2.30	0.0068	0.38	0.127	Trap	196	200	**vérifiée**
Sf9	2747.97	85.81	2.40	0.0312	0.40	0.133	Trap	196	200	**vérifiée**
Sf10	4724.33	140.58	1.30	0.0297	0.22	0.072	Trap	198	200	**vérifiée**
Sf11	816.37	18.74	1.10	0.0229	0.18	0.061	Trap	177	200	**vérifiée**
Sf12	609.06	43.40	1.90	0.0712	0.32	0.105	Trap	192	200	**vérifiée**

VI.4.4.b.Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales. et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

a. Armatures principales :

$$A = N.\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right).\left(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s}\right). \qquad Esp = \frac{A-2.e-\emptyset_b}{(n-1)}$$

Avec :

n : étant le nombre de barres

[σs] = 348 MPa à l'ELU.

[σs] = 202 MPa à l'ELS.

b. Armatures de répartitions :

$$A_{rep} = \frac{A(cm^2).B}{4} ; \qquad Esp = \frac{A-2.e-\emptyset}{(n-1)}$$

On a trois types des semelles filantes.

- Sfa : (Sf2 ; Sf3 ; Sf5 ; Sf10 ; Sf11).
- Sfb : (Sf1 ; Sf4 ; Sf 8; Sf 12).
- Sfc : (Sf6 ; Sf7 ; Sf9).

Tableau VI.5. Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	N_{ser} (KN/ml)	M_{ser} (KN.m)	B_{adop} (m)	A_{cal} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	S (cm)
Sfa	323.47	30.49	1.90	6.76	5HA14=7.70	20
Sfb	387.18	56.24	2.30	8.39	5HA16=10.05	20
Sfc	402.34	85.81	2.40	8.86	5HA16=10.05	20

Tableau VI.6.armatures de répartition des semelles filantes.

Semelle	A_{rep} (cm^2)	S (cm)
Sfa	4HA12=4.52	25
Sfb	6HA12=6.79	15
Sfc	6HA12=6.79	15

c. Vérification des longueurs de scellement:

La contrainte admissible d'adhérence est : τs= 2,8 MPa

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

$l_s \geq \frac{B}{4}$: Ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: Ancrage courbe ou rectiligne.

$l_s \leq \frac{B}{8}$: On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0,71.B.

Tableau.VI.7.Vérification des longueurs de scellement.

Semelle	*ls*(cm)	B(m)	B/4(cm)	B/8(cm)	Ancrage
Sfa	42.86	1.90	47.5	23.75	Courbe
Sfb	42.86	2.30	57.5	28.75	Courbe
Sfc	42.86	2.40	60	30	Courbe

d. Vérification de la stabilité au renversement : [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= M/N ≤ B/4).

Tableau.VI.8.Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_{ult}(KN)	M_{ult}(KN)	e_0 (m)	B (m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
Sfa	4480.89	41.40	9.24×10^{-3}	1.90	0.475	**CV**
Sfb	11214.63	76.32	6.80×10^{-3}	2.30	0.575	**CV**
Sfc	3748.21	116.71	31.11×10^{-3}	2.40	0.600	**CV**

e. Ferraillage longitudinale : «La poutre de libage »

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexions.

La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur **(h_p)** sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad\qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa).

L : La plus grande travée dans la fille.

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 Kg/cm3).

I : Moment d'inertie de la semelle, ($I = \frac{b.h_p^3}{12}$ avec hp : la hauteur de la poutre de libage).

h_p : la hauteur de la poutre de libage. $h_p \geq \sqrt[4]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$

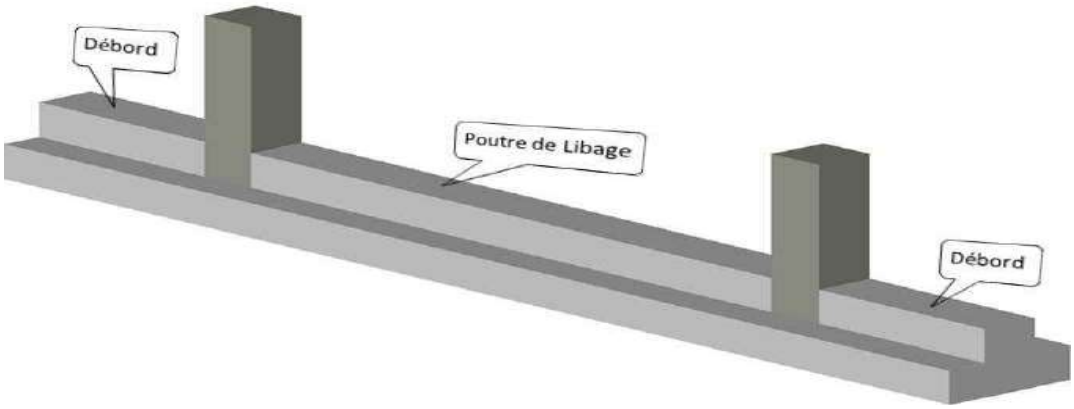


Figure VI.5. Schema represente poutre de libage.

Tableau.VI.9. Détermination de la hauteur de libage des semelles.

N°	b (m)	L (m)	h_p (m)	I (m^4)	l_e (m)	$\frac{\pi}{2} l_e$	L< $\frac{\pi}{2} l_e$
PL1	0.55	4.60	0.70	0.0157	3.10	4.87	**CV**
PL2	0.55	3.90	0.55	0.0076	2.58	4.05	**CV**
PL3	0.55	4.60	0.70	0.0157	3.10	4.87	**CV**
PL4	0.55	4.60	0.70	0.0157	3.10	4.87	**CV**
PL5	0.55	2.34	0.50	0.0012	1.63	2.56	**CV**
PL6	0.55	4.70	0.70	0.0157	3.10	4.87	**CV**
PL7	0.55	5	0.75	0.0193	3.26	5.12	**CV**
PL8	0.55	4.70	0.70	0.0157	3.10	4.87	**CV**
PL9	0.55	4.90	0.75	0.0193	3.26	5.12	**CV**
PL10	0.55	4.70	0.70	0.0157	3.10	4.87	**CV**
PL11	0.55	4.90	0.75	0.0193	3.26	5.12	**CV**
PL12	0.55	1.93	0.70	0.0012	1.63	2.56	**CV**

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m2) qui est calculé par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N_i}{B.L} (KN/m^2)$$

Avec :

$\sum N_i$ **:** La somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la semelle.

On obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge **q** (KN/m^2).

Les valeurs de **q** sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau.VI.10. Détermination des valeurs de q des poutres de libages.

N°	Ni_{ult} (KN)	Ni_{ser} (KN)	B_{adop} (m)	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL1	4075.66	2990.67	1.80	10.13	223.52	164.01
PL2	975.04	714.85	1.20	3.90	208.34	152.74
PL3	3826.42	2798.21	1.60	10.13	236.08	172.64
PL4	4480.89	3276.75	1.90	10.13	232.81	170.24
PL5	938.56	687.49	1.75	2.34	229.19	167.99
PL6	10430.75	7488.49	1.95	22.85	234.09	168.06
PL7	2723.63	1992.08	2.35	5	231.82	169.54
PL8	11214.63	8208.13	2.30	21.20	229.99	168.33
PL9	3748.21	2747.97	2.40	6.83	228.66	167.64
PL10	7492.47	4724.33	1.30	21.20	271.86	171.42
PL11	1633.85	816.37	1.10	4.90	303.13	151.46
PL12	2325.99	609.06	1.90	1.93	634.30	166.09

VI.4.5.Calcul des moments :

Tableau.VI.11. Determination des moments de la poutre de libage en travée et appui.

	Aux appuis	En travées
A l'ELU	$Ma = -\frac{q_u (l_w'^2 + \gamma \, .l_e'^2)}{8{,}5(1+\gamma)}$	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
A l'ELS	$Ma = -\frac{q_{ser} (l_w'^2 + \gamma \, .l_e'^2)}{8{,}5(1+\gamma)}$	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

Tableau VI.12.Détermination des moments des poutres de libages (ELU, ELS).

N°	ELU		ELS	
	M_a(KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
PL1	338.47	110.11	306.99	236.93
PL2	299.98	206.50	236.16	142.87
PL3	441.89	341.04	252.32	284.80
PL4	435.78	336.31	254.24	278.13
PL5	216.19	33.09	198.70	46..02
PL6	441.62	360.92	315.14	260.08
PL7	427.81	438.08	290.54	331.56
PL8	286.86	428.46	315.65	260.49
PL9	492.78	321.85	228.71	338.46
PL10	442.74	613.32	360.17	245.90
PL11	624.09	506.74	363.52	227.35
PL12	563.65	31.02	250.35	55.58

VI.4.6.Calcul du ferraillage :

a. Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d=h-e-\frac{\emptyset}{2} \approx 0.9.h$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{b\ b\ d^2}} ; \quad \text{on a} \quad \mu \leq \mu_l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures a l'ELU sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau.VI.13. Ferraillage longitudinale à l'ELU des poutres de libages.

N°	Position	M_u (KN.m)	d (cm)	A' (cm)	A_{cal} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
PL6	Travée	360.92	65	0	16.95	6HA16+2HA20=18.35
	Appui	441.62		0	21.06	2HA14+6HA20=21.93

b. Vérification des contraints à l'ELS :

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa.

Tableau.VI.14.Vérification des contraints à L'ELS.

N°	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
PL6	**Travée**	260.08	18.35	7.77	CV	201.63	CV
	Appui	315.14	21.93	8.85	CV	201.63	CV

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

c. Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage atteint la hauteur de 75cm le **CBA93** exige en plus les armatures longitudinales des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap =3× 0,75 = 2,25cm², donc on adopte **3HA12=3.39cm².**

d. Armatures transversales :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0\, d}$ $V_u = q_u\, l/2$

Tableau.VI.15. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

N°	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	A_t (cm^2)	S_t (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL6	550.11	1.54	3.26	4HA10= 3.14	15	20

VI.5. Les longrines :

VI.5.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.5.2. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie **(S2)** et **(S3)**, les dimensions minimales de la section transversale des longrines exigées par **RPA99 version 2003 Art [10.1.1.b]** sont :

(25 cm x 30 cm).

La section choisie est : **(30x40) cm**

VI.5.3. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F "

égale à : $\begin{cases} F_{ult} = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20\ KN \\ F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20KN \end{cases}$

Avec :

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : α = 15 (Zone II_a ; Site S2).

$$\begin{cases} F_{ult} = \frac{1835.86}{15} = 122.39\ KN \geq 20KN & CV \\ F_{ser} = \frac{1338.46}{15} = 89.23KN \geq 20\ KN & CV \end{cases}$$

VI.5.4. Ferraillage :

e. Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u = \frac{F_{ult}}{\bar{\sigma}_s} \quad => \quad A_u = \frac{122.39 \times 10^3}{15} = 3.52\ cm^2$$

A_u=3.52 cm^2

a. Condition de non fragilité : (CBA 93)

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$A \geq \frac{B\, f_{t28}}{f_e}$ Alors : $A \geq \frac{(30\times40)\times2.1}{400} = 6.3cm^2$

b. Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s$= 202 MPa

Avec : F_{ser} = 89.23 KN

$$\sigma_s = \frac{89.23\times10^3}{679} = 131.41\ MPa < 202MPA \qquad (CV)$$

c. Section minimale donnée par le RPA99 Version2003 :

$A_{RPA} \geq 0.6\%\ B$

Alors : $A_{RPA} \geq \frac{0.6\times40\times30}{100} = 7.2cm^2$

A_{RPA} = 7.2 cm^2

❖ **Résultat :**

A = Max [Ault ; Amin ; ARPA] = 6,30 cm2

On adopte : A = 6HA14 = 9,23 cm²

d. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montage destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15$\phi\ell$).

e. Section :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\text{mm}$$

On adopte :Ø 8 mm

f. Espacement :

St ≤ Min [20 cm; 15υl] = Min [20 cm; 21cm]

On adopte : St = 15 cm.

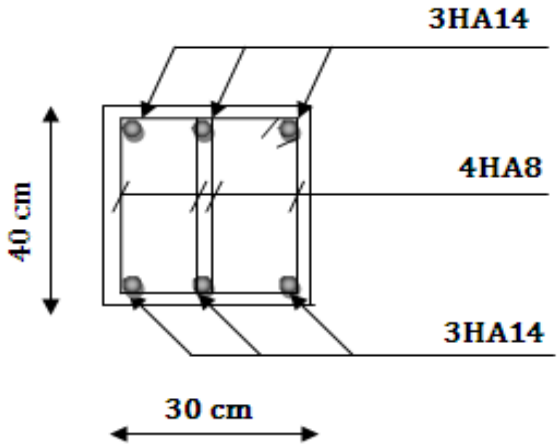


Figure.VI.6. Ferraillage de la longrine.

Conclusions

CONCLUSIONS

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93

[2] : Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[5] : Conception et calcul des structuresen béton «HENRY THONIER ».

Logiciels :

SAPP 2000-17.

Expert 2010