

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REpubLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
جامعة البليدة 1

UNIVERSITE BLIDA 1



كلية التكنولوجيا

Faculté Technologies

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

## MEMOIRE DE MASTER

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURE

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT R+12 AVEC UNE ETUDE  
THERMIQUE

Encadré par :

Mme. BELHEOUANE IMENE

Mr. GHENAIA ABDENOUR

Présente par :

DEBABI SIRINE

MECILI NOUR ELYAKINE

Blida, juillet 2023

## دهدء

بفضل من رب كريم وصلت لغاية كانت بالامس حلم صارت اليوم حقيقة ما كنت اصد اليجا لولا فضله ورحمته على  
فحمد الله حمد كثير.

واحمده ان اوجد اناس في حياتي استمد منهم قوتي، اولهم امي قرة عيني ومهندسة صرح فلاجي اهدتها كل نجاحاتي، اهدي نجاحي ايضا لجداي  
وانا اترحم عليهما اللذان رعياني صغيرة والهماني وان فارقاني كبيرة، وخالتي اللواتي بحمهن وحنانهن ووعهن كن واثما لي جانبي وكذا ابناء هن  
واخص بالذكر منهم يوسف وعزيز، وخالي الذي منخني حب الاب وتأييده الدائم.

وزوجي العزيز الذي سيكون رفيق وبلي والشريك في نجاحاتي وتحقيق كل احلامي بتوفيق من بلي وكذا والدته الكريمة واخوتي ورفيقة حياتي  
الغالية مريم والدتها، ثم اخويا ايمان ورياض وايضا صديقتي ورفيقة وبلي ومن لازمتني في صنع نجاحنا هذا نور اليقين واهلها الكرام.  
وصبي اهديه لكل صديقاتي اللواتي شاركنني فرحتي خاصة اسماء ورفيدة واشراق.

وزملائي في وفتتي 2023. فشكري لهم جميعا، حفظ الله الاجمياء منهم ورحم الاموات وجمعنا الله في رضوانه يوم لقائه

سيرين دبابي

وهداء

..الحمد لله حبا وشكرا ودمتنا ما كنت لأفعل هذا لو لا فضل الله فالحمد لله على البدء وعلى الختام

من لا ينفصل اسمه عن اسمي أهدي ثواب هذا البحث لي ما مني الوحيد فرحتي الدائمة لي الذي يسابق طريقي ليصحبه لي لي

مصدر قوتي قوري لطالما عاهدته بهذا النجاح ها انا وتممت وعدي وهديته اليك والدي الحبيب

ولي نبوس ايامي وروح حياتي لي التي ظلت وعودتها تضم اسمي ونمالي من دفنت عمرها في سبيلك ان احقق طموحي واحلق في

دعائي المراتب لي من اري الحياة من فوهة الامل عن عينيها والدي الحبيبة

الي المسانين في السراء والضراء اخوتي شمس الدين، عبد الجليل، عبد الرؤوف

لي من تنير عينيهم فرا بنجاحي ووعانهم سر تفطني "عائلتي

ولي رفيقة الدرب ومن شاركني مشواري الدراسي وهذا العمل زميلتي سوزن واهلها الكرام. لي رفيقات الروح وصديقاتي كل

بسمه. وتوأم روحي ابنة خالتي رحمة ولي الأشخاص الذين ساندوني في حياتي سواء من قريب او بعيد و لي كل و فعتي 2023

نورا اليقين مسيلي

## Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment de forme irrégulière à usage habitation et service local et administrative de (RDC+12) situé dans la wilaya de BLIDA. Cette région est classée en zone sismique III selon le **RPA 99 version 2003**.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**SAP2000V22**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**CBA 93, RPA99 version 2003**).

Le ferrailage des éléments porteurs a été mené par l'utilitaire de ferrailage **SOCOTEC**

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, CBA 93. SOCOTEC,

## ملخص

يهدف هذا المشروع اساسا لدراسة عمارة غير منتظمة القياس ذات طابع سكني وتجاري واداري تتألف من طابق ارضي + 12 طابق. يتم انجازها في ولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III رقم حسب القواعد الجزائرية المضادة لزلزال (RPA99version 2003) مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والافقية مضمونة بواسطة العارضات. الاعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج الي (SAP2000V22).

تحديد الابعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر. (CBA 93, RPA99 version 2003).

برنامج تسليح تسليح العناصر المقاومة (الاعمدة والعارضات. الجدران) تم بواسطة SOCOTEC

وأخيرا تم دراسة عناصر البنية التحتية وهي الأساسات

## Summary

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial and administrative of R +12 stages+ underground which will be established in the country of Blida, classified in zone III according to the Algerian payment seismic (**RPA 99 version 2003**).

The beams, and the columns and the walls ensure the stability of the work. The study and the analysis of this plan had been established by software (**SAP200V2022**).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (**BAEL91 modified 99, RPA99-Version 2003**).

Reinforcement of structural elements (columns, beams, shell) was done by the software (**SOCOTEC**).

Finally, the elements of infrastructure, namely the foundations, were studied

# ***SOMMAIRE***

<b>Résumé</b>	
<b>Remerciements</b>	
<b>Dédicaces</b>	
<b>Sommaire</b>	
<b>List des tableaux</b>	
<b>List des figure</b>	
<b>List des symboles</b>	
<b>Plans</b>	
<b>Introduction générale</b>	1
<b>CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE</b>	
I.1 INTRODUCTION	2
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE	2
I.3 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX	4
I.4 HYPOTHESES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES	8
<b>CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS</b>	
II.1 INTRODUCTION	8
II.2 PRES DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	10
II.3 EVALUATIONS DES CHARGES ET SURCHARGES	10
II.4 PRES DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	13
II.5 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	14
II.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES	28
<b>CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	
III.1 INTRODUCTION	29
III.2 L'ACROTERE	29
III.3 BALCONS	32
III.4 L'ESCALIER	36
III.5 ETUDES DES PLANCHER	42
<b>CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE</b>	
IV.1 INTRODUCTION	65
IV.2 ETUDE DYNAMIQUE	65
IV.3 MODELISATIONS DE LA STRUCTURE	67
IV.4 ETUDE SISMIQUE	68

IV.5 RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	72
<b>CHAPITRE V : FERRAILLAGES DES ELEMENTS RESISTANTS</b>	
V.1 INTRODUCTION	80
V.2 FERRAILLAGES DES POTEAUX	80
V.3 FERRAILLAGES DES POUTRES	89
V.4 FERRAILLAGES DES VOILES	99
<b>CHAPITRE VI : ETUDE DE LA TEMPERATURE</b>	
VI.1 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE LA TEMPERATURE	112
VI.2 NORMES ET REFERENCES	113
VI.3 COMBINAISONS A CONSIDERER POUR LE CALCUL THERMIQUE	113
VI.4 LES TEMPERATURES A UTILISER DANS LE CALCUL	114
<b>CHAPITRE VII : ETUDE DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTUE</b>	
VII.1 INTRODUCTION	118
VII.2 CHOIX DU TYPE DE FONDATION	118
VII.3 CALCULS DES FONDATIONS	121
CONCLUTION GENERAL	128
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	
ANNEXES	



## ***LISTE DES TABLEAUX***

Tableau II .1	Evaluation de charges du plancher terrasse	11
Tableau II .2	Evaluation de charges du plancher courant.	12
Tableau II .3	Pré dimensionnement des poutres	13
Tableau II .4	Dégression des surcharges pour le poteau.	19
Tableau II .5	Dégression des surcharges pour le poteau d'angle.	21
Tableau II .6	Dégression des surcharges pour le poteau de rive.	23
Tableau II .7	Choix des sections du poteau central.	24
Tableau II .8	Choix des sections du poteau d'angle.	25
Tableau II .9	Choix des sections du poteau drive	26
Tableau II .10	Vérification du critère de résistance du poteau central.	27
Tableau III.1	Calcul des armatures	30
Tableau III.2	Les vérifications de l'ELS.	31
Tableau III.3	Evaluation de charges du balcon	32
Tableau III.4	Evaluation de Charge concentre garde-corps	32
Tableau III.5	Résultats d'évaluation des charges balcon	33
Tableau III.6	Calcul des armatures.	33
Tableau III.7	Calcul des armatures.	35
Tableau III.8	Evaluation des charges et surcharges sur le palier	37
Tableau III.9	Evaluation des charges et surcharges sur la paillasse.	38
Tableau III.10	Résultats d'évaluation des charges d'escalier	38
Tableau III.11	Calcul des armatures.	39
Tableau III.12	Ferraillage de la dalle pleine plancher terrasse.	43
Tableau III.13	Vérification des espacements planche terrasse.	43
Tableau III.14	Ferraillage de la dalle pleine étage courant	44
Tableau III.15	Vérification des espacements étage courant.	44
Tableau III.16	Ferraillage de la dalle pleine 1er étage	45
Tableau III.17	Vérification des espacements 1er étage.	45

Tableau III.18	Vérification armatures transversales plancher terrasse	46
Tableau III.19	Vérification armatures transversales étage courante.	46
Tableau III.20	Vérification armatures transversales 1 er étage.	47
Tableau III.21	Tableau III.21: Evaluation des charges de la Poutrelle	52
Tableau III.22	Ferraillage des poutrelles	58
Tableau III.23	Les charge d'un planché DALLE MACHINE	61
Tableau III.24	Récapitulatif des résultats de ferraillage en travée sens Lx	62
Tableau III.25	Récapitulatif des résultats de ferraillage en travée sens Ly	63
Tableau III.26	Récapitulatif des résultats de ferraillage sur appui	63
Tableau IV.1	Tableau IV.1 : Facteur de qualité	71
Tableau IV.2	Période et facteur de participation massique du modèle initial	73
Tableau IV.3	Les trois premiers modes	73
Tableau IV.4	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale	75
Tableau IV.5	L'effort normal réduit	76
Tableau IV.6	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale	77
Tableau IV.7	Les forces sismiques	77
Tableau IV.8	vérification des déplacements inter étage	78
Tableau IV.9	L'effort normal réduit	78
Tableau V.1	Ferraillages des poteaux ( $M_{max}$ , $N_{corr}$ ).	82
Tableau V.2	Ferraillages des poteaux ( $N_{max}$ , $M_{corr}$ ).	82
Tableau V.3	Tableau V.3: Ferraillages des poteaux ( $N_{min}$ , $M_{corr}$ )	82
Tableau V.4	Choix des armatures des poteaux.	83
Tableau V.5	Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N_{ser\ max}$ ; $M_{ser\ corr}$ .)	83
Tableau V.6	Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M_{ser\ max}$ , $N_{corr}$ )	84
Tableau V.7	Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N_{ser\ min}$ ; $M_{ser\ corr}$ .)	84
Tableau V.8	Vérification de la contrainte du cisaillement dans les poteaux.	85
Tableau V.9	E spacements maximaux selon RPA99version2003 pour les poteaux.	87
Tableau V.10	Choix des armatures transversales pour les poteaux.	87
Tableau V.11	Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).	89

Tableau V.12	Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle).	90
Tableau V.13	Choix final des armatures des poutres principales.	90
Tableau V.14 :	Choix final des armatures des poutres secondaires.	91
Tableau V.15	Tableau V.15: Vérification de la condition de non fragilité	91
Tableau V.16	Vérification des poutres (30X45) à l'ELS.	92
Tableau V.17	Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.	92
Tableau V.18	Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales.	93
Tableau V.19	Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires.	93
Tableau V.20	Calcul des armatures transversales poutre principal.	94
Tableau V.21	Calcul des armatures transversales poutre secondaires.	95
Tableau V.22	Vérification de la flèche de la poutre principale et secondaire.	96
Tableau V.23	Ferraillage des voiles V1. Ferraillage des voiles V1.	103
Tableau V.24	Ferraillage des voiles voile V4.	103
Tableau V.25	Ferraillage des voiles Vasc.	103
Tableau V.26	Choix d'armature des voiles du sens X-X	104
Tableau V.27:	Choix d'armature des voiles du sens X-X Y-Y.	104
Tableau V.28	Choix d'armature des voiles du sens Y-Y.	105
Tableau V.29	Choix d'armature des voiles du sens Y-Y	105
Tableau V.30	Armature horizontales voile 1.	106
Tableau V.31	Armature horizontales voile 4.	106
Tableau V.32	Armature horizontales voile ascenseur	106
Tableau V.33	Armature horizontales voile ascenseur.	106
Tableau V.34	Vérification les contraintes de cisaillement des voiles.	107
Tableau V.35	Vérification les contraintes de cisaillement des linteaux.	107
Tableau V.36	Choix de ferraillage linteaux choix de ferraillage linteaux.	108
Tableau VI.1	Ferraillage des poutres principale à la température.	116
Tableau VI.2	Ferraillage des poutres secondaires a la température.	116
Tableau VII.1	Vérification de la validité d'une semelle isolée	119

Tableau VII.2	Les charges de semelle isolé	119
Tableau VII.3	Les charges de semelle filante	120
Tableau VII.3	Les charges de semelle radier	122
Tableau VII .4	Les sollicitations de la table du radier	123
Tableau VII .5	Les sollicitations de la table du radier	124
Tableau VII.6	Les moments de la table de semelle radier en appui	125

## *LISTE DES FIGURES*

Figure I.1	Dimensions des briques.	3
Figure I.2	Diagramme contrainte – déformation du béton à ELU.	6
Figure I.3	Diagramme contrainte – déformation du béton à ELS.	6
Figure II.1	Surface reprise par le poteau central	18
Figure II.2	Surface reprise par le poteau d'angle	20
Figure II.3	Surface reprise par le poteau de rive	22
Figure II.4	Schéma du voile	28
Figure III.1	Schéma statique de l'acrotère.	29
Figure III.2	Ferraillage de l'acrotère.	31
Figure III.3	Schéma statistique du balcon	33
Figure III.4	Schéma de ferraillage des balcons	35
Figure III.5	Schéma d'un escalier de 3 volées.	36
Figure III.6	Schéma statique de volée	36
Figure III.7	Schéma statique de l'effort d'escalier a ELU	38
Figure III.8	Schéma de ferraillage de l'escalier (volée 1 et 3).	41
Figure III.9	Dalle pleine étage courant	42
Figure III.10	Dalle pleine 1 <sup>er</sup> étage.	42
Figure III.11	Ferraillage de la dalle pleine terrasse.	46
Figure III.12	Ferraillage de la dalle pleine étage courant.	47
Figure III.13	Ferraillage de la dalle pleine 1 <sup>er</sup> étage.	47
Figure III.14	Dimensions du corps creux.	48
Figure III.15	Schéma de ferraillage de la table de compression	48
Figure III.16	Schéma de poutrelle	49
Figure III.17	Moment fléchissant de la poutrelle a 01 travée ELU	53
Figure III.18	Moment fléchissant de la poutrelle a 01 travée ELU	53
Figure III.19	Effort tranchant de la poutrelle à 01 travée ELU	53
Figure III.20	Effort tranchant de la poutrelle à 01 travée ELS	54
Figure III.21	Moment fléchissant de la poutrelle a 02 travée a ELU	54
Figure III.22	Moment fléchissant de la poutrelle à 02 travées ELS	55
Figure III.23	Effort tranchant de la poutrelle à 02 travée ELU	55
Figure III.24	Effort tranchant de la poutrelle à 02 travée ELS	55

Figure III.25	Moment fléchissant de la poutrelle à quatre travées ELU	56
Figure III.26	Moment fléchissant de la poutrelle à quatre travées ELS	56
Figure III.27	Effort tranchant de la poutrelle à quatre travées ELU	57
Figure III.28	Effort tranchant de la poutrelle à quat travée ELS	57
Figure III.29	Disposition constructive des armatures des poutrelles.	59
Figure III.30	Schéma représentatif de la dalle machin	60
Figure III.31	Ferraillage de la dalle machine	64
Figure IV.1	Graph de spectre	71
Figure IV.2	Vue en plan du modèle initial	72
Figure IV.3	Vue en 3D du modèle initial	72
Figure IV.4	Vue en plan du modèle final	74
Figure IV.5	Vue en plan du modèle final	74
Figure IV.6	Justification du choix du coefficient de comportement	79
Figure IV.1	Schéma de ferraillage des poteaux	88
Figure IV.2	Ferraillage Poutres principales	97
Figure IV.3	Ferraillage Poutres secondaire.	98
Figure IV.4	Schéma des contrainte	102
Figure IV.5	Ferraillage linteaux	108
Figure IV.6	Schéma de ferraillage de voile V1	109
Figure IV.7	Schéma de ferraillage de voile V ascenseur	110
Figure IV.8	Schéma de ferraillage de voile V4	111
Figure VI.1	Les trois axes principaux d'un élément barre (frame).	117
FigureVI.2	Diagramme de for frames	118
FigureVI.3	Schéma de ferraillage de poutre ELT	121
Figure VII.1	Schéma de le radier	122
Figure VII.4	Schéma des ferrailages de la table du radier	125
Figure VII.5	Schéma des ferrailages de nervure	127

## INTRODUCTION GENERALE

Parmi les grands problèmes qui influent sur les domaines d'économie et du Génie civil, est l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent la majorité du Nord du pays est soumis à l'activité sismique.

Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays. Afin de mieux concevoir et réaliser les constructions, il a été créé et imposé des règlements. Ces règlements sont le fruit d'une longue expérience et de recherches approfondies, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre projet porte sur l'étude d'une tour (RDC+12) à usage multiple (d'habitation, locaux commerciale, administratif), Ce projet sera considéré selon les chapitres suivants :

*Chapitre I* : constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

*Chapitre II* : qui est le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), il se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique.

*Chapitre III* : Dans ce chapitre nous nous intéressons à l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons, les dalle machine).

*Chapitre IV* : qui est l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est faite par SAP2000(v22), qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures.

*Chapitre V* : Le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voile) suit Les résultats soumis par **SAP2000** sont examinés par rapport Exigences pour **RPA 99**,

*Chapitre VI* : porte de l'étude thermique de la structure sachant que la longueur de cette dernière dépasse 30m.

*Chapitre VII* ; consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage de la fondation

Nous terminerons le travail par une conclusion générale à discute Nos conclusions liées à l'étude de la structure étudiée.

## I.1 INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

## I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### I.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment à une forme irrégulière à usage multiple (**habitation, locaux commerciaux, bureau**), Il est implanté dans la wilaya de BLIDA, classée en zone III (zone de forte sismicité) selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**)

L'ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, il est donc classé dans le « **groupe 2** ».

### I.2.2 Caractéristiques géométriques

#### a) Dimensions en élévation

Hauteur du RDC	4,08 m.
Hauteur du 1 <sup>er</sup> étage	3,06 m.
Hauteur des étages 2 <sup>ème</sup> à 12 <sup>ème</sup>	3.40 m.
Hauteur totale du bâtiment sans acrotère	44.54 m.
Hauteur totale du bâtiment avec acrotère	45.14 m.

#### b) Dimensions en plan

Longueur en plan de 1 <sup>er</sup> façade	30.27m
Longueur en plan de 2 <sup>ème</sup> façade	31.89m
Longueur en plan de 3 <sup>ème</sup> façade	29.46m

### I.2.3 les éléments de l'ouvrage

#### a) Ossature

En se référant aux (**RPA 99 version 2003**) **article 3.4-1. b** , que pour toute structure dépassant 2 niveau ou de 8m de hauteur en zone III, devra composer des voiles de contreventement dans les deux directions principales.



Dans notre cas notre structure dépasse 33 m de hauteur et dix niveau par conséquent  $R=4$  n'est plus applicable (**RPA article 3.4-4. a**), alors dans notre cas nous avons opté pour un système de contreventement mixte : portique-voile avec interaction : Le coefficient de comportement global de la structure correspondant à ce type **R = 5**

### b) Les planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux, séparant deux niveaux successifs d'une construction.

Le type de Plancher adopté pour notre structure est un plancher en cours creux, et des dalles pleines dans les termes à géométrie irrégulière.

### c) Maçonneries

Les maçonneries d'un bâtiment sont généralement constituées de briques creuses. Dans notre structure, On distingue :

- Les murs extérieurs : en double parois (double cloison) en brique creuse de 10-15 cm d'épaisseur séparées entre eux par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs de séparateur intérieurs (simple cloison) sont en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

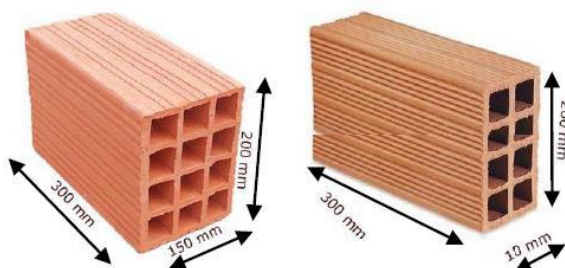


Figure I.1 : Dimensions des briques.

### d) Escaliers

Servent à relier les niveaux successifs et faciliter les déplacements inter étages, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

- Escalier à quartier tournant avec trois volées et deux paliers intermédiaires.

**e) Ascenseurs**

La structure comporte une cage d'ascenseur avant du RDC jusqu'au 12ème étage.

**f) Terrasse**

Terrasse inaccessible tapissée d'un acrotère périphérique.

**g) Acrotère**

On appelle acrotère, un muret situé au bord des toitures permettant l'exécution du relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 60cm.

**h) Infrastructure**

- Réalisée en béton armé coulée sur place.
- La contrainte admissible du sol est de **2 bars**.

**i) Revêtements**

Les revêtements utilisés pour l'ouvrage sont les suivants :

- Enduit en ciment sur murs extérieurs.
- Enduit en plâtre sur murs intérieurs.
- Plaque de plâtre suspendus au plafonds.
- Grès cérame pour les planchers et pour les escaliers.

**I.3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX**

Le béton armé est le matériau le plus utilisé dans le domaine de la construction car il est Conforme aux règles techniques de construction et de calculs des structures. Il est obtenu grâce à l'association du béton-acier, sa masse volumique est égale à 2500 kg/m<sup>3</sup>.

Les justifications et les calculs de notre bâtiment se feront suivant les règles **CBA 93** et le **RPA 99 version 2003**.

**I.3.1 Béton****a) Résistance du béton**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j" jours d'âge.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 30 MPa ce qui nous donne une résistance à la traction :  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

**b) Module de déformation longitudinale du béton**

**Tableau I.1 : modules de déformation de béton.**

<b>Module de déformation instantané</b>	<b>Module de déformation différé</b>
Chargement < 24 heures	Chargement > 24 heures
$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$	$E_{ij} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$
34179,55 Mpa	11496,76 Mpa

**c) Module de déformation transversal**

La valeur du module de déformation transversale « G » est prise égale à :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 14241,48 \text{ MPa}$$

**Avec :**

**E** : module de déformation longitudinal instantané.

**ν** : est le coefficient de poisson.

**d) Coefficient de poisson**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une Variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\epsilon_{tr}}{\epsilon_{long}}$$

- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations.
- $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations ..... (A.2.1.3) CBA93

e) Contrainte limite du béton

➤ *Etat limite ultime*

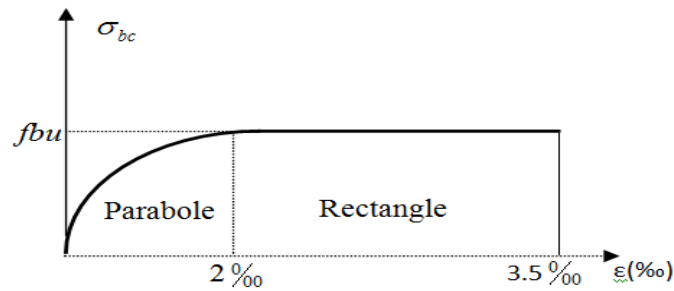


Figure I.2 : Diagramme contrainte – déformation du béton à ELU.

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

Avec :

$\theta$  : Dépend de la durée d'application des contraintes.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{la durée de chargement} > 24 \text{ heures} \\ 0,9 & 1 \text{ heure} < \text{la durée de chargement} < 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{la durée de chargement} < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

➤ *Etat limite de service*

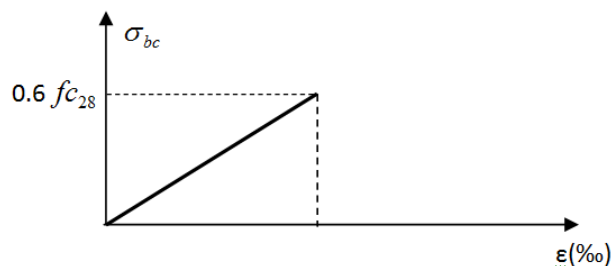


Figure I.3 : Diagramme contrainte – déformation du béton à ELS.

**f) Contrainte de cisaillement**

La contrainte de cisaillement ultime  $\tau_u$  pour les armatures droites est donnée par l'expression suivante :

Fissuration peu préjudiciable FPP :  $\tau_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right)$

Fissuration préjudiciable FP ou très préjudiciable FTP :  $\tau_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 4 \text{ MPa} \right)$

**1.3.2 Acier**

**a) Les contraintes de calcul**

**1. Contrainte de l'acier à l'ELU**

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$  et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

On utilise des aciers en FeE500 donc :

$$\sigma_s = \begin{cases} 434,78 & \text{Situation durable ou transitoire} \\ 500 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

**2. Etat limite de service « E.L.S »**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : vérification obligatoire.

$$\bar{\sigma} = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} ) \right) \dots\dots\dots (A.4.5.33) \text{ CBA93}$$

- Pour une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma} = 0,8 \text{ Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} ) \right) \dots\dots\dots (A.4.5.34) \text{ CBA93}$$

Avec :

$\eta$  = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

### b) Allongement de rupture

$\epsilon_s$  = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰

### c) Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il est pris égale à :  $5 E_s = 2,1.10 \text{ MPA}$ . ..... (A.2.2.1) CBA93

### d) Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté «  $n$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} \text{ ..... (A.4.5.1) CBA93}$$

$\eta$  : Coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

## I.4 HYPOTHESES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES

### I.4.1 Hypothèse de calcul à l'ELU

**H1** : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

**H2** : pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

**H3** : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

**H4** : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à  $\epsilon_{bc}=3,5\%$  dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

**H5** : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

**I.4.2 Hypothèse de calcul à l'ELS**

**H1** : Conservation des sections planes.

**H2** : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

**H3** : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

**H4** : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_b \times \varepsilon_b$$

**H5** : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est :  $\eta = 15$ .

## II.1 INTRODUCTION

Le prédimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commencerons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

Tous les calculs et les résultats de ce projet sont effectués à partir des règlements algériens imposé par le ministère de l'habitat ainsi que les règlements français suivants :

- CBA 93 accompagnée du BAEL 91.
- RPA 99 version 2003.

## II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment capable de supporter les charges d'utilisations. Ils ont pour rôle :

- De supporter les charges d'utilisations.
- D'assurer une bonne étanchéité et protection à l'air, et au feu.
- D'assurer une bonne isolation thermique et acoustique.

Dans notre cas nous avons utilisé deux types de plancher :

- Plancher corps creux,
- Plancher dalle pleine

### II.2.1 Résistance au feu

- Pour une heure de coup de feu. **e = 8cm**
- Pour une 1h et 30 min de coup de feu. **e = 10cm**

On opte pour : **e = 10 cm.**



**II .2.2 Isolation phonique**

Cette condition est en fonction de la loi de masse qui exige une épaisseur selon la nature des bruits.

- Contre les bruits aériens  $e \geq 16 \text{ cm}$
- Contre les bruits d'impacts :  $e \geq 14 \text{ cm}$

**II .2.3 Plancher en corps creux**

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles surélevées par une dalle de compression. Cette épaisseur est définie par la formule suivante :  $L= 4,5 \text{ m}$

- $h \geq \frac{L}{22,5}$   $\implies$  selon CBA article B.6.8.2.4 P 137
- $h \geq \frac{450}{22,5}$
- $h \geq 20 \text{ cm}$   $\implies$  20 cm adopter un plancher (16+5)

« 16 cm pour le corps creux +5cm épaisseur de la dalle de compression. »

$$G= (16+5) =3,05 \text{ kn/m}^2$$

**N.B :** la longueur à prendre en compte est la longueur entre nus des poteaux (**Article B 6.7 p 130**)

**II .3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES**

**II .3.1 Charges permanentes**

**a) Plancher terrasse inaccessible**

**Tableau II .1 : Evaluation de charges du plancher terrasse.**

Charges permanentes (kN/m <sup>2</sup> )	
(1) Gravillon de protection (e=5cm ; ρ=20 kN /m3)	1
(2) Etanchéité multicouche	0,12
(3) Forme de pente (e <sub>moy</sub> =12cm ; ρ=22 kN /m3)	2,2
(4) Isolation thermique (liège) (e=4cm ; ρ=4kkN/m3)	0,16
(5) Dalle pleine (16 cm ; ρ=25 kN/m3)	3,05
(6) Faux plafond en Placoplatre	0,19
<b>Totale</b>	<b>6,72</b>

b) Plancher étages courants

Tableau II .2 : Evaluation de charges du plancher courant.

Charges permanentes (Kn/m <sup>2</sup> )	
(1) Grès cérame (e=1cm ; ρ=23.7kN/m <sup>3</sup> )	0,23
(2) mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m <sup>3</sup> )	0,4
(3) Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m <sup>3</sup> )	0,54
(4) La dalle corps creux (e=16+5)	3,05
(5) Cloisons légers	1
(6) Faux plafond en Placoplatre	0,19
<b>Totale</b>	<b>5,42</b>

c) L'acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de 1  $G1 = \rho_b \times S$

$\rho_b$ : Le poids volumique du béton tel que  $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

S : La surface transversale totale

➤ D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G1 = [(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + (0,1 \times 0,02) / 2] \times 25 = 1,854 \text{ kN}$$

➤ Le poids des enduits au ciment (e=2cm) ( $\rho = 18 \text{ kN}$ ):

$$G2 = 0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kn}$$

➤ Le poids total de l'acrotère :  $G1 + G2 = 2,214 \text{ kN/m}$ .

d) Murs extérieurs

- Double Parois en brique creuses (15+10) 2.2kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit de ciment 0.36kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit de plate 0.2kN/m<sup>2</sup>
  - **$G_T = 2.76 \text{ kN/m}^2$**
- Selon DTR BC.2.2**

### II .3.2 Charges d'exploitation

Vu la nature des planchers et leur usage, et selon l'utilisation de notre bâtiment, on distingue :

- |                                       |                           |
|---------------------------------------|---------------------------|
| ➤ Acrotère (main courante)            | Q = 1,0 kN/ml             |
| ➤ Plancher terrasse (inaccessible)    | Q = 1,0 kN/m <sup>2</sup> |
| ➤ Plancher étages courants habitation | Q = 1,5 kN/m <sup>2</sup> |
| ➤ Plancher étages courants bureau     | Q = 2.5 kN/m <sup>2</sup> |
| ➤ Plancher étages courants locaux     | Q = 5 kN/m <sup>2</sup>   |
| ➤ Escaliers                           | Q = 2,5 kN/m <sup>2</sup> |

### II .3 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré-dimensionnement se fait selon les règlements du *C.B.A- 93* en tenant compte des vérifications complémentaires du *RPA99 version 2003*

Vu la diversité des longueurs des poutres on distingue deux types

- Poutre principale 1.
- Poutre principale 2.
- Poutre secondaire.

Afin d'éviter un calcul de flèche compliqué nous adopterons la loi de rigidité exposée au **CBA 93 Article B 6.3 p125**

- Détermination de hauteur « h » :  $\frac{L}{16} < h < \frac{L}{10}$
- Détermination de largeur « b » :  $0,3h < b < 0,7 h$
- Vérification selon le RPA

- A 99 versions 2003 :  $\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$

Tableau II.3 : pré dimensionnement des poutres

<b>La poutre principale 1</b> L (Entre nue) = 4,65 (m)	
$29 \text{ cm} \leq h \leq 46,5 \text{ cm}$	$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$
Le choix : h = 45 cm.	Le choix : b = 30 cm.
Les conditions de le <i>RPA 99 version 2003</i> sont vérifiées	
<b>La poutre principale 2</b> L (Entre nue) = 6,00(m)	
$39,37 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$	$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$
Le choix : h = 45 cm.	Le choix : b = 30 cm.
Les conditions de le <i>RPA 99 version 2003</i> sont vérifiées	
<b>La poutre secondaire</b> L (Entre nue) = 4,5 (m)	
$28 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$	$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$
Le choix : h = 40 cm	Le choix : b = 30 cm
Les conditions de le <i>RPA 99 version 2003</i> sont vérifiées	

**Conclusion**

- Pour la poutre porteuse on prend (PP) :  $\mathbf{b \times h = 30 \times 45 (cm^2)}$ .
- Pour les poutres non porteuse on prend (PNP) :  $\mathbf{b \times h = 30 \times 40 (cm^2)}$ .

**II.4 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX****II.5.1 Etapes de pré dimensionnement (calcul)**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le (RPA99 version 2003).

**II .4.1.1 Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges Lorsque le nombre d’étage est supérieur à cinq (n≥5) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} + \dots \dots \dots + (Q_1+ Q_2+\dots\dots\dots Q_n) \quad \text{(6.3) DTR BC 2.2 page16}$$

Avec :

- n : nombre d’étage.
- Q<sub>0</sub> : la surcharge d’exploitation sur la terrasse.
- Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, ..., Q<sub>n</sub> : les surcharges d’exploitation des planchers respectifs

**II .4.1.2 Dimensionnements des Poteaux :**

**1) Détermination de la section**

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_{\mu} \leq \alpha \left[ \frac{Br f c 28}{0,9 \gamma b} + \frac{As f e}{\gamma s} \right] \quad \text{(b.8.4.1) CBA93}$$

Avec :

- N<sub>u</sub> : Effort normal ultime (compression)
- N<sub>u</sub> = 1,35 (G + N Poteau) + 1,5 Q (b.8.11)
- N<sub>poteau</sub> : poids propre du poteau pré dimensionné
- α: Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f (λ))

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right\}$$

λ : L’élancement du poteau considéré      λ = L<sub>f</sub> / i :

On prend      L<sub>f</sub> = 0,7 × L<sub>0</sub> = 0,7 × h<sub>e</sub> (B.8.3.3.1-CBA93°

$$\lambda = \frac{(3,5 \times 0,5 \times h_e)}{a}$$

**a** : dimension de la section du béton du poteau.

**L<sub>f</sub>** : longueur de flambement.

**i** : rayon de giration de la section du béton seul avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

**I** : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement.

**B** : aire totale de la section du poteau

**A<sub>s</sub>** : section d'acier minimale.

**B<sub>r</sub>** : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur

Sur toute sa périphérie tel que :

- Poteau rectangulaire :

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de B<sub>r</sub>

On obtient :

$$B_r = 0,053 Nu$$

$$\begin{cases} [Nu] : [MN] \\ [B_r] : [m^2] \end{cases}$$

a) Décence de charge

Les formules de calcul des éléments suivants :

- Poids du plancher :  $G \times S$
- Poids du poteau :  $h \times S \times \rho_b$
- Poids de la poutre :  $S \times L \times \rho_b$
- Poids des murs :  $G \times S$
- Poids de l'acrotère :  $G \times S$

1. Poteau central {D ; 3} :

La surface plus grand = 18.5m<sup>2</sup>

La surface palier = 5.231m<sup>2</sup>

La surface corps creux = 13.27 m<sup>2</sup>

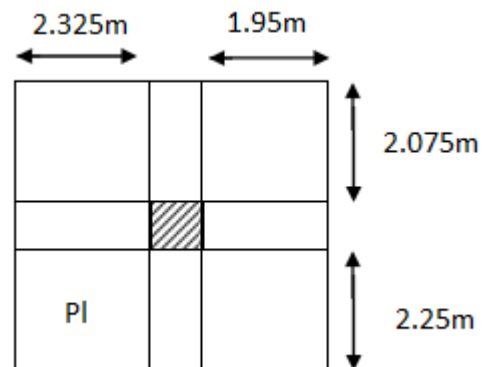


Figure II.1: surface reprise par le poteau central

➤ Plancher terrasse inaccessible

Charge Permanente G :

$$G_{Dalle} = 6,72 \times 18,5 = 124,32 \text{ kN}$$

$$G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 4,275 \times 25 = 14,43 \text{ kN}$$

$$G_{ps} = 0,4 \times 0,3 \times 4,325 \times 25 = 12,98 \text{ kN}$$

$$G_{pot} = 0,3^2 \times 25 \times 3,40 = 7,65 \text{ kN}$$

- $G_{terrasse} = 159,4 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation Q :

- $Q_{terrasse} = 1 \text{ kN/m}^2$

➤ Plancher étage courant (niveaux 12)

Charge permanente G

$$G_{Dalle} = (13,27 \times 5,42) + (5,231 \times 5,287) = 99,54 \text{ kN}$$

$$G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 4,275 \times 25 = 14,43 \text{ kN}$$

$$G_{ps} = 0,4 \times 0,3 \times 4,325 \times 25 = 12,98 \text{ kN}$$

$$G_{pot} = 0,3^2 \times 25 \times 3,40 = 7,65 \text{ kN}$$

$$\{G_{niv12} = G_{niv11} = G_{niv10} = G_{niv9} = G_{niv8} = G_{niv7} = G_{niv6} = G_{niv5} = G_{niv4} \\ = G_{niv3} = 134,6 \text{ kN}\}$$

➤ **Plancher étage courant (niveaux 2) Bureau**

$$G_{Dalle} = (13,27 \times 5,42) + (5,231 \times 5,287) = 99,54 \text{ kN}$$

$$G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 4,275 \times 25 = 14,43 \text{ kN}$$

$$G_{ps} = 0,4 \times 0,3 \times 4,325 \times 25 = 12,98 \text{ kN}$$

$$G_{pot} = 0,3^2 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ kN}$$

- $G_{niv2} = 133,84 \text{ kN}$

➤ **Plancher étage courant (niveaux 1) locaux**

$$G_{Dalle} = (13,27 \times 5,42) + (5,231 \times 5,287) = 99,54 \text{ kN}$$

$$G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 4,275 \times 25 = 14,43 \text{ kN}$$

$$G_{ps} = 0,4 \times 0,3 \times 4,3,25 \times 25 = 12,98 \text{ kN}$$

$$G_{pot} = 0,3^2 \times 25 \times 4,08 = 9,18 \text{ kN}$$

- $G_{niv1} = 136,13 \text{ kN}$



Charge d'exploitation Q

Tableau II.4 : Dégression des surcharges pour le poteau.

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	$\Sigma$ charge d'exploitation	Charge d'exploitation (kN/m <sup>2</sup> )	$\Sigma$ charge d'exploitation (kN)
Terrasse	Q <sub>0</sub>	$\Sigma Q_0=Q_0$	1,00	18,5
11 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>1</sub>	$\Sigma Q_1=Q_0+Q_1$	1,5	51,48
10 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>2</sub>	$\Sigma Q_2=Q_0+0,9(Q_1+Q_2)$	1,5	81,162
9 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>3</sub>	$\Sigma Q_3=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3)$	1,5	107,546
8 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>4</sub>	$\Sigma Q_4=Q_0+0,7(Q_1+...+Q_4)$	1,5	130,632
7 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>5</sub>	$\Sigma Q_5=Q_0+0,6(Q_1+...+Q_5)$	1,5	150,42
6 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>6</sub>	$\Sigma Q_6=Q_0+0,5(Q_1+...+Q_6)$	1,5	166,91
5 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>7</sub>	$\Sigma Q_7=Q_0+0,5(Q_1+...+Q_7)$	1,5	180,102
4 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>8</sub>	$\Sigma Q_8=Q_0+0,5(Q_1+...+Q_8)$	1,5	190
3 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>9</sub>	$\Sigma Q_9=Q_0+0,5(Q_1+...+Q_9)$	1,5	196,60
2 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>10</sub>	$\Sigma Q_{10}=Q_0+0,5(Q_1+...+Q_{10})$	1,5	200
1 <sup>er</sup> étage	Q <sub>11</sub>	$\Sigma Q_{11}=Q_0+0,5(Q_1+...+Q_{11})$	2,5	206,526
RDC	Q <sub>Rdc</sub>	$\Sigma Q_{13}=Q_0+0,5(Q_1+..+Q_{Rdc})$	5,00	246,239

**2. Poteau d'angle {A ; 0}**

Surface corps creux  $S = 3.608m^2$

➤ **Planchers terrasse inaccessible**

Charge permanente G

$$G_{Dalle} = (6,72 \times 3,608) = 24,245 \text{ kN}$$

$$G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 1,95 \times 25 = 6,58 \text{ kN}$$

$$G_{Ps} = 0,4 \times 0,3 \times 1,85 \times 25 = 5,55 \text{ kN}$$

$$G_{pot} = 0,3^2 \times 25 \times 3,4 = 7,65 \text{ kN}$$

$$G_{acc} = 2,214 \times (2,1+2) = 9,077 \text{ kN}$$

➤  **$G_{Terrasse} = 53,103 \text{ kN}$**

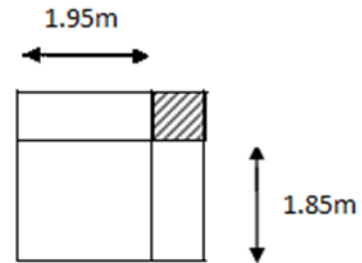


Figure II .2: surface reprise par le poteau d'angle

➤ **Plancher étage courant : (niveaux 12)**

Charge permanente G

$$G_{Dalle} = (5.42 \times 3,608) = 19,544 \text{ kN}$$

$$G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 1,95 \times 25 = 6,58 \text{ kN}$$

$$G_{Ps} = 0,4 \times 0,3 \times 1,85 \times 25 = 5,55 \text{ kN}$$

$$G_{pot} = 0,3^2 \times 25 \times 3,4 = 7,65 \text{ kN}$$

$$G_{Mac} = 2,76 \times \{(3,4-0,45) \times 2,1 + (3,4-0,4) \times 2\} = 31,192 \text{ kN}$$

$$\{ G_{niv12} = G_{niv11} = G_{niv10} = G_{niv9} = G_{niv8} = G_{niv7} = G_{niv6} = G_{niv5} = G_{niv4} =$$

$$G_{niv3} = 70,515 \text{ kN} \}$$

➤ **Plancher étage courant : (niveaux 2)**

Charge permanente G

$$G_{Dalle} = (5,42 \times 3,608) = 19,544 \text{ kN}$$

$$G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 1,95 \times 25 = 6,58 \text{ kN}$$

$$G_{Ps} = 0,4 \times 0,3 \times 1,85 \times 25 = 5,55 \text{ kN}$$

$$G_{pot} = 0,3^2 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ kN}$$

$$G_{mac} = 2,76 \times \{(3,06-0,45) \times 2,1 + (3,06-0,4) \times 2\} = 27,628 \text{ kN}$$

➤  **$G_{niv2} = 66,184 \text{ kN}$**

➤ Plancher étage courant : (niveaux 1)

Charge permanente G

$G_{Dalle} = (5,42 \times 3,608) = 19,544 \text{ kN}$

$G_{pp} = 0,45 \times 0,30 \times 1,95 \times 25 = 6,58 \text{ kN}$

$G_{ps} = 0,4 \times 0,3 \times 1,85 \times 25 = 5,55 \text{ kN}$

$G_{pot} = 0,3^2 \times 25 \times 4,08 = 9,18 \text{ kN}$

$G_{mac} = 2,76 \times \{(4,08 - 0,45) \times 2,1\} + (4,08 - 0,4) \times 2\} = 38,326 \text{ kN}$

➤  $G_{niv1} = 79,181 \text{ kN}$

Charge d'exploitation Q

Tableau II.5 : Dégression des surcharges pour le poteau d'angle.

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	$\Sigma$ charge d'exploitation	Charge d'exploitation (kN/m <sup>2</sup> )	$\Sigma$ charge d'exploitation (kN)
Terrasse	Q0	$\Sigma Q_0 = Q_0$	1,00	3,608
11 <sup>ème</sup> étage	Q1	$\Sigma Q_1 = Q_0 + Q_1$	1,5	16,236
10 <sup>ème</sup> étage	Q2	$\Sigma Q_2 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2)$	1,5	27,601
9 <sup>ème</sup> étage	Q3	$\Sigma Q_3 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	1,5	37,70
8 <sup>ème</sup> étage	Q4	$\Sigma Q_4 = Q_0 + 0,7(Q_1 + \dots + Q_4)$	1,5	46,543
7 <sup>ème</sup> étage	Q5	$\Sigma Q_5 = Q_0 + 0,6(Q_1 + \dots + Q_5)$	1,5	54,12
6 <sup>ème</sup> étage	Q6	$\Sigma Q_6 = Q_0 + 0,5(Q_1 + \dots + Q_6)$	1,5	60,434
5 <sup>ème</sup> étage	Q7	$\Sigma Q_7 = Q_0 + 0,5(Q_1 + \dots + Q_7)$	1,5	66,748
4 <sup>ème</sup> étage	Q8	$\Sigma Q_8 = Q_0 + 0,5(Q_1 + \dots + Q_8)$	1,5	73,062
3 <sup>ème</sup> étage	Q9	$\Sigma Q_9 = Q_0 + 0,5(Q_1 + \dots + Q_9)$	1,5	79,376
2 <sup>ème</sup> étage	Q10	$\Sigma Q_{10} = Q_0 + 0,5(Q_1 + \dots + Q_{10})$	1,5	85,69
1 <sup>er</sup> étage	Q11	$\Sigma Q_{11} = Q_0 + 0,5(Q_1 + \dots + Q_{11})$	2,5	92,00
RDC	Q <sub>Rdc</sub>	$\Sigma Q_{13} = Q_0 + 0,5(Q_1 + \dots + Q_{Rdc})$	5,00	98,318

**3. Poteau de rive {E ; 1}**

Surface total :  $s = 14,16 \text{ m}^2$

Surface balcon :  $s = 6,34 \text{ m}^2$

Surface corps creux :  $s = 7,82 \text{ m}^2$

➤ **Planchers terrasse**

Charge permanente G

$$G_{\text{Dalle}} = (6,72 \times 7,82) + (6,34 \times 4,95) = 84,123 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pp}} = 0,45 \times 0,30 \times 4,225 \times 25 = 1,26 \text{ kN}$$

$$G_{\text{ps}} = 0,4 \times 0,3 \times 1,85 \times 25 = 5,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pot}} = 0,3^2 \times 25 \times 3,40 = 7,65 \text{ kN}$$

$$G_{\text{Macc}} = 2,214 \times 4,525 = 10,02 \text{ kN}$$

- **$G_{\text{Terrasse}} = 121,603 \text{ kN}$**

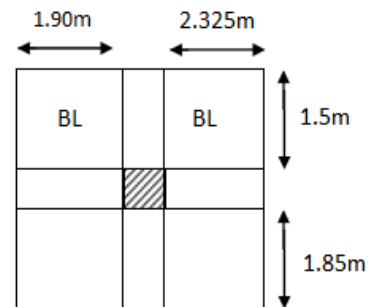


Figure II.3 : surface reprise par le poteau de rive

➤ **Plancher étage courant (niveaux 12)**

Charge permanente G

$$G_{\text{Dalle}} = (6,34 \times 5,95) + (7,82 \times 5,42) = 73,743 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pp}} = 0,45 \times 0,30 \times 4,225 \times 25 = 14,26 \text{ kN}$$

$$G_{\text{ps}} = 0,4 \times 0,3 \times 1,85 \times 25 = 5,55 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pot}} = 0,3^2 \times 25 \times 3,40 = 7,65 \text{ kN}$$

$$G_{\text{mac}} = 2,76 \times 4,225 \times 2,95 = 34,4 \text{ kN}$$

$$\{G_{\text{niv12}} = G_{\text{niv11}} = G_{\text{niv10}} = G_{\text{niv9}} = G_{\text{niv8}} = G_{\text{niv7}} = G_{\text{niv6}} = G_{\text{niv5}} = G_{\text{niv4}} = G_{\text{niv3}} = 135,60 \text{ kN}\}$$

➤ **Plancher étage courant (niveaux 2) (bureaux)**

Charge Permanente G

$$G_{\text{Dalle}} = (6,34 \times 5,95) + (7,82 \times 5,42) = 73,743 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pp}} = 0,45 \times 0,30 \times 4,225 \times 25 = 14,26 \text{ kN}$$

$$G_{\text{ps}} = 0,4 \times 0,3 \times 1,85 \times 25 = 5,55 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pot}} = 0,3^2 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ kN}$$

$$G_{\text{mac}} = 2,76 \times 4,225 \times 2,61 = 30,43 \text{ kN}$$

- **$G_{\text{niv2}} = 130,860 \text{ kN}$**

➤ Plancher étage courant (niveaux 1) (locaux)

Charge Permanente G

$$G_{Dalle} = (6,34 \times 5,95) + (7,82 \times 5,42) = 7,743 \text{ kN}$$

$$G_{Pp} = 0,45 \times 0,30 \times 4,225 \times 25 = 14,26 \text{ kN}$$

$$G_{Ps} = 0,4 \times 0,3 \times 1,85 \times 25 = 5,55 \text{ kN}$$

$$G_{pot} = 0,3^2 \times 25 \times 4,08 = 9,18 \text{ kN}$$

$$G_{mac} = 2,76 \times 4,225 \times 3,63 = 42,32 \text{ kN}$$

- $G_{niv2} = 144,731 \text{ kN}$

Charge d'exploitation Q

Tableau II.6: Dégression des surcharges pour le poteau de rive.

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation	Charge d'exploitation (kN/m <sup>2</sup> )	Σ charge d'exploitation (kN)
Terrasse	Q <sub>0</sub>	ΣQ <sub>0</sub> =Q <sub>0</sub>	1,00	14,16
11 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>1</sub>	ΣQ <sub>1</sub> =Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub>	1,5	48,08
10 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>2</sub>	ΣQ <sub>2</sub> =Q <sub>0</sub> +0,9(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	1,5	78,608
9 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>3</sub>	ΣQ <sub>3</sub> =Q <sub>0</sub> +0,8(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	1,5	105,744
8 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>4</sub>	ΣQ <sub>4</sub> =Q <sub>0</sub> +0,7(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )	1,5	129,488
7 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>5</sub>	ΣQ <sub>5</sub> =Q <sub>0</sub> +0,6(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +...+Q <sub>5</sub> )	1,5	149,84
6 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>6</sub>	ΣQ <sub>6</sub> =Q <sub>0</sub> +0,5(Q <sub>1</sub> +...+Q <sub>6</sub> )	1,5	166,8
5 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>7</sub>	ΣQ <sub>7</sub> =Q <sub>0</sub> +0,5(Q <sub>1</sub> +...+Q <sub>7</sub> )	1,5	180,368
4 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>8</sub>	ΣQ <sub>8</sub> =Q <sub>0</sub> +0,5(Q <sub>1</sub> +...+Q <sub>8</sub> )	1,5	190,54
3 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>9</sub>	ΣQ <sub>9</sub> =Q <sub>0</sub> +0,5(Q <sub>1</sub> +...+Q <sub>9</sub> )	1,5	197,328
2 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>10</sub>	ΣQ <sub>10</sub> =Q <sub>0</sub> +0,5(Q <sub>1</sub> +...+Q <sub>10</sub> )	1,5	200,72
1 <sup>er</sup> étage	Q <sub>11</sub>	ΣQ <sub>11</sub> =Q <sub>0</sub> +0,5(Q <sub>1</sub> +...+Q <sub>11</sub> )	2,5	193,54
RDC	Q <sub>Rdc</sub>	ΣQ <sub>13</sub> =Q <sub>0</sub> +0,5(Q <sub>1</sub> +...+Q <sub>Rdc</sub> )	5,00	213,085

2 Détermination de la section :

Tableau II.7 : Choix des sections du poteau central.

Niveaux	$N_G$ (kN)	$N_Q$ (kN)	$N_u$ (kN)	Br ( $Cm^2$ )	a = b (Cm)	Le choix (Cm)	Obs
Terrasse	159,4	18,5	242,94	147,95	12,24	30x30	Ok
11 <sup>ème</sup> étage	294	51,162	474,12	288,73	17,05	30x30	Ok
10 <sup>ème</sup> étage	428,6	81,162	700,353	426,514	20,70	30x30	Ok
9 <sup>ème</sup> étage	563,2	107,546	921,63	561,272	23,73	35x35	Ok
8 <sup>ème</sup> étage	697,8	130,32	1137,97	692,98	26,36	35x35	Ok
7 <sup>ème</sup> étage	832,4	150,42	1349,37	821,76	28,70	35x35	Ok
6 <sup>ème</sup> étage	967	166,91	1555,815	947,48	30,81	40x40	Ok
5 <sup>ème</sup> étage	1101,6	180,102	1757,313	1070,20	32,74	40x40	Ok
4 <sup>ème</sup> étage	1236,2	190	1953,87	1189,90	34,52	40x40	Ok
3 <sup>ème</sup> étage	1370,8	196,60	2145,48	1306,60	36,17	45x45	Ok
2 <sup>ème</sup> étage	1505,4	200	2332,29	1420,36	37,71	45x45	Ok
1 <sup>er</sup> étage	1639,24	206,526	2522,762	1536,36	39,22	45x45	Ok
RDC	1775,36	246,239	2766,09	1684,50	41,01	50x50	Ok

Tableau II .8: Choix des sections du poteau d'angle.

Niveaux	$N_G$ (kN)	$N_Q$ (kN)	$N_u$ (kN)	Br ( $Cm^2$ )	a = b (Cm)	Le choix (Cm)	Obs
Terrasse	53,103	3,608	77,101	40,86	6.54	30x30	Ok
11 <sup>ème</sup> étage	123,618	16,236	191,238	101,356	10.16	30x30	Ok
10 <sup>ème</sup> étage	194,133	27,601	303,481	160,844	12.76	30x30	Ok
9 <sup>ème</sup> étage	264,648	37,70	413,824	219,32	14.87	30x30	Ok
8 <sup>ème</sup> étage	335,163	46,543	522,28	276,80	16.7	30x30	Ok
7 <sup>ème</sup> étage	405,678	54,12	628,845	333,287	18.31	30x30	Ok
6 <sup>ème</sup> étage	476,193	60,434	733,511	388,76	19.76	30x30	Ok
5 <sup>ème</sup> étage	546,708	66,748	838,177	44,234	21.124	30x30	Ok
4 <sup>ème</sup> étage	617,223	73,062	942,844	500	22.4	30x30	Ok
3 <sup>ème</sup> étage	687,738	79,376	1047,51	555,18	23.6	30x30	Ok
2 <sup>ème</sup> étage	758,258	85,69	1152,176	610,653	24.75	30x30	Ok
1 <sup>er</sup> étage	824,437	92	1250,99	663,02	25.78	30x30	Ok
RDC	903,618	98,318	1367,361	724,701	26.95	30x30	Ok

Tableau II.9 : Choix des sections du poteau drive

Niveaux	$N_G$ (kN)	$N_Q$ (kN)	$N_u$ (kN)	$Br$ (Cm <sup>2</sup> )	a = b (Cm)	Le choix (Cm)	Obs
Terrasse	121,603	14,16	192,478	117,219	10,91	30x30	Ok
11 <sup>ème</sup> étage	256,206	48,08	442,54	269,50	16,47	30x30	Ok
10 <sup>ème</sup> étage	392,809	78,608	687,354	418,6	20,5	30x30	Ok
9 <sup>ème</sup> étage	528,41	105,744	927,07	56,6	23,8	30x30	Ok
8 <sup>ème</sup> étage	664,05	129,488	1161,711	707,481	26,63	30x30	Ok
7 <sup>ème</sup> étage	799,618	149,84	1391,258	847,276	29,14	35x35	Ok
6 <sup>ème</sup> étage	935,221	166,8	1615,717	938,98	31,4	35x35	Ok
5 <sup>ème</sup> étage	1070,824	180,368	1835,083	1117,565	33,45	35x35	Ok
4 <sup>ème</sup> étage	1206,421	190,54	2049,376	1248,06	35,35	40x40	Ok
3 <sup>ème</sup> étage	1342,03	197,328	2258,6	1374,48	37,11	40x40	Ok
2 <sup>ème</sup> étage	1477,633	200,72	2462,7	1500	38,752	40x40	Ok
1 <sup>er</sup> étage	1608,50	193,54	2615,382	1592,767	39,93	40x40	Ok
RDC	1753,22	213,085	2816,95	1715,522	41,44	45x45	Ok

**Remarque :** on prend la section de poteau le plus sollicité (poteau centrale Tableau II.7)

Et la généralise pour tous les poteaux d'étage .



b) Vérification du critère de résistance

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 17 \text{ Mpa}$$

Tableau II.10 : Vérification du critère de résistance du poteau central.

Etages	NU[kN]	B [cm <sup>2</sup> ]	NU/B [MPa]	Conditions
Terrasse	242,94	30×30	2,70	Vérifiée
11 <sup>ème</sup> étage	474,12	30×30	5,26	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	700,353	30×30	7,78	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	925,36	35×35	7,55	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	1144,962	35×35	9,34	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	1360,54	35×35	11,10	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	1575,025	40×40	9,84	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	1784,556	40×40	11,15	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	1989,14	40×40	12,43	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	2193,66	45×45	10,83	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	2394	45×45	11,82	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	2600	45×45	12,83	Vérifiée
RDC	2861,36	50×50	11,44	Vérifiée

## 2) Vérification de la section

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA 99 version 2003 (zone III).

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

(**a ; b**) : dimensions de la section.

$h_e$  : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ( $a=b$ ).

**Conclusion :**

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux .

### 2.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

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

Dans notre cas :  $a_{\min} \geq \max (15 ; h_e/20)$  ( **Rpa Art :7.7.1**) [3]

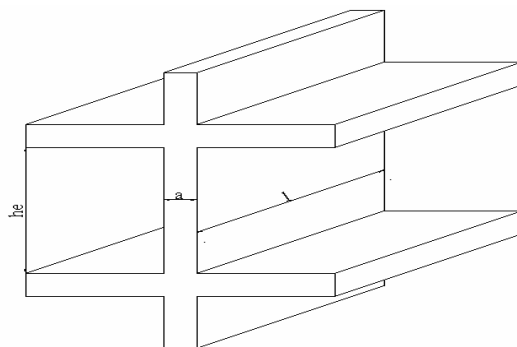
➤ **Pour RDC :**  $h_e = (4,08 - 0.45) = 3,63 \text{ m}$   
 $A_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm}; 18,15 \text{ cm} \}$

➤ **1er étage :**  $h_e = (3,06 - 0.45) = 2,61 \text{ m}$   
 $A_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; 13,05 \text{ cm} \}$

➤ **Pour (2ème à 12ème) étage :**  $h_e = (3,4 - 0.45) = 2,95 \text{ m}$   
 $A_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; 14,75 \text{ cm} \}$

**Conclusion :**

On adopte pour les voiles une épaisseur : **a = 20cm**



**Figure II. 4 : Schéma du voile**

III.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre on procède au ferrailage des éléments secondaires qui non pas une fonction Porteuse ou de contreventement tel que : des dalles, des escaliers et de l'acrotère.

III.2 L'ACROTÈRE

III.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi Contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher Terrasse qui est la section dangereuse.

III.2.2 Evaluation des charges

- **Charges permanentes** : Le poids total de l'acrotère  $G=2,214 \text{ kN/m}$
- **Charge d'exploitation** : La charge d'exploitation de la main courante :  $Q=1,0 \text{ kN/m}$
- **L'action des forces horizontales  $Q_h$  ;( $F_p$ )** : D'après *RPA 99 version 2003*, les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p \quad \dots\dots (6.2.3) \text{ RPA}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) DTR B.C.2.2**

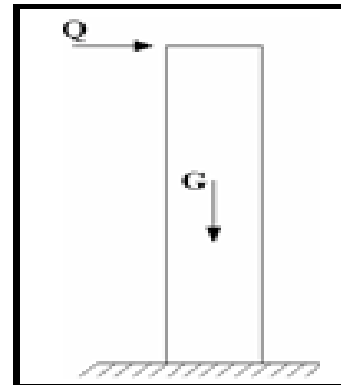


Figure III.1 : schéma statique de l'acrotère.

- Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [A=0,25]
- $C_p$  : Facteur de la force horizontale [ $C_p = 0,8$ ]
- $W_p$  : Poids de l'acrotère [ $W_p = 2,214 \text{ kN}$ ]

$$\implies F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,214 = 1,771 \text{ kN}$$

$$\implies Q = \max(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,771 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \implies Q_h = \max(1,771; 1,5) = 1,771 \text{ kN}$$

- Donc pour une bande de 1m de longueur :  $G=2,214 \text{ kN/ml}$  et  $Q_h=1,771 \text{ kN/ml}$

**III.2.3 Ferrailage de l'acrotère**

$h=10 \text{ cm} ; b=100\text{cm} ; f_{c28}=30\text{MPa} ; \sigma_{bc}=17\text{MPa} ; c=c'=2 \text{ cm} ; f_e=500\text{MPa} ; M_u = 1,5 \text{ kN.m}$   
 $; V_u = 1.5 \times 1.771 = 2,66 \text{ kN} ; N_u = 1,35 \times 2.214 = 3 \text{ kN}$

**1. Armatures principales**

**a) Calcul du moment fictif  $M_f$**

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1,6 + 3 \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,69 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} \psi_1 = 0,0017 \\ \xi = 0,167 \end{cases}$$

**0,533 > 0,167  $\implies$  SPC**

**b) Calcul des armatures**

**Tableau III.1 : calcul des armatures**

$\mu$	$A's$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{sf}$	$A_s \text{ réel}$
0,015	0	0,0195	7,937	0,4894	0,4204

**III.2.4 Vérification de la section d'acier selon CBA 93**

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du pourcentage minimum et la condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} .$$

Donc : on opte finalement pour **5T8** = 2,51 cm<sup>2</sup>

Avec un espacement :  $S = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S = 20 \leq \{25; 20\} \implies \text{OK}$$

**III.2.5 Armatures de répartitions**

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \implies A_r \geq \frac{1,70}{4} = 0,245 \text{ cm}^2$$

On choisit **4T8** avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$  , On prend  $S = 25 \text{ cm}$

III.2.6 Vérification à l'E.L. S

Tableau III.2 : Les vérifications de l'ELS.

a) Contrainte de béton :		b) Contrainte de l'acier		
$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma'_s$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
0,68 MPa	18MPa	7,34MPa	1,29MPa	250Mpa
OK		OK		

III.2.7 Vérification de l'effort tranchant

D'après le *BAEL 91 modifié 99* on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \text{Min}\{0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{2,748 \times 10^3}{80.10^3} = 0,0343 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \text{ok}$$

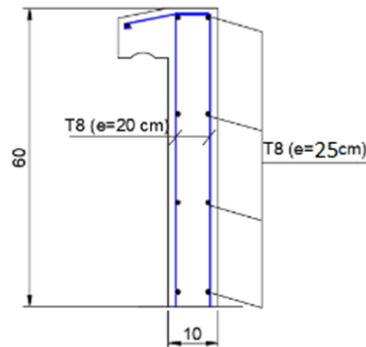


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

**III.3 BALCON**

**III.3.1 Introduction**

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entouré d’une rampe ou un mur de protection, il est assimilé à une console qui dépasse de la façade d’un bâtiment et communique avec l’intérieur par une porte ou une porte-fenêtre.

Le balcon est constitué d’une dalle pleine encastré dans les poutres, l’épaisseur est conditionnée par :

$$L_{\max} = 1,50 \text{ m}$$

On prendra une épaisseur de : 15cm la justification de cette épaisseur se fera par un calcul de flèche

**III.3.2 Évaluation des charges et surcharge**

**a) Charge répartie**

**Tableau III.3 : Evaluation de charges du balcon**

<b>Charges permanentes (kN/m<sup>2</sup>)</b>	
(1) Grès cérame (e=1cm ; ρ=23.7kN/m <sup>3</sup> )	0,23
(2) mortier de pose (e=3cm ; ρ=20kN/m <sup>3</sup> )	0,6
(3) enduit ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m <sup>3</sup> )	0,36
(4) La dalle plein (e=15cm ; ρ=25kN/m <sup>3</sup> )	3,75
<b>Totale</b>	<b>4,95</b>

**b) Charge concentrée du garde-corps**

**Tableau III.4 : Evaluation de Charge concentre garde-corps**

<b>P : Charge Garde-corps : (kN/m)</b>	
1) Brique creuses (e=15cm ρ=10kN/m <sup>3</sup> ;)	0,9
2) Enduit ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m <sup>3</sup> )	0,36
3) Enduit ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m <sup>3</sup> )	0,36
4) Totale	1.62

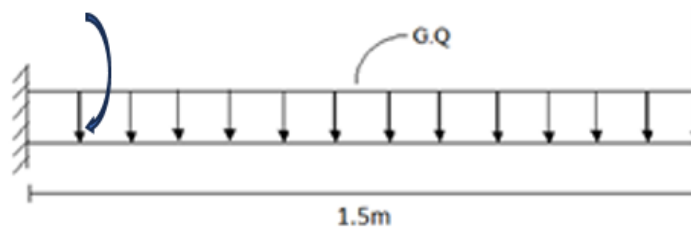


Figure III.3 : Schéma statistique du balcon

c) Combinaison charge

Tableau III.5 : Résultats d'évaluation des charges balcon

Charge permanent				La charge concentrée			
G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	q (kN/ml)		G (kN/ml)	Q (kN/ml)	q (kN)	
		ELU	ELS			ELU	ELS
4,95	3,5	11,928	8,447	1,62	0	2,187	1,62

**III.3.3 Calcul les sollicitations :**

- $Mu = \frac{qul^2}{2} + pl$
- $Mu = \frac{-11,928 \times 1^2}{2} - 2,187 \times 1$
- $Mu = -8,151 \text{ kN.m}$

**III.3.4 Calcul de Ferrailage**

Le calcul se fait pour une section de dimension (b x h) Tel que :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ Mpa} ; f_{bc} = 17 \text{ Mpa} ; f_{tj} = 17 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1,5 ;$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \sigma_s = 435 ; d = 0,9h$$

Tableau III.6: Calcul des armatures.

$Mu(kN.m)$	$\mu$	$\mu < \mu_r$	$As'$	$\alpha$	Z (mm)	As	choix	Ascal (cm)
8,151	0,026	Oui	0	0,032	133,272	1.40	5T8	2,51

➤ **Espacement**

✓  $St = \left(\frac{b}{5}\right) = \left(\frac{100}{5}\right) = 20\text{cm}$

$$St < \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$St < \min \begin{cases} 33 \\ 22 \end{cases}$                        $St = 20\text{cm}$  ..... Espacement vérifiée

**III.3.5 Armatures de répartition**

$\frac{As}{4} \leq Ar \leq \frac{As}{2}$  ..... (A8.2.4) CBA 93                       $\implies$                        $0,627 \text{ cm}^2 \leq Ar \leq 1,255 \text{ cm}^2$

On adopte : 5T6 = cm<sup>2</sup> avec :                      St=20cm.

**III.3.6 Vérifications Condition de non fragilité**

$As_{cnf} \geq 0,23 b.d \frac{ftj}{fe} = 1,49 \text{ cm}^2$  ..... (A.4.2) CBA 93

$As_{min} = 5\%b \times d = 6,75 \text{ cm}^2$

$As_{min} \geq As_{cnf}$

**III.3.7 Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$\tau\mu \leq \tau\bar{\mu}$  ..... (A.5.2.2) CBA 93

$\tau\bar{\mu} = \text{Min} \{0,15fc28; 4\text{Mpa}\} = 4\text{Mpa}$  ..... (Fissuration préjudiciable).

$\tau\mu = \frac{Tu}{bd} = \frac{14,115 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,10\text{Mpa} \leq \tau\bar{\mu}$  ..... vérifiée.

**III.3.8 Vérification Etat limite de service (ELS)**

➤  $Mser = \frac{qser.l}{2} + pl = \frac{-8,447 \times 1}{2} = -5,843\text{kN.m}$

$\sigma_{bc} = 0,6 \times fc28.$

$\sigma_{bc} = 0,6 \times 300$

$\sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa}.$

$\bar{\sigma} = \text{Min} (2/3 fe, \max (240 ; 110 \sqrt{\eta ftj}) )$  ..... (A.4.5.33) CBA 93

$\bar{\sigma} = \text{Min} (333,33, \max (240 ; 215,55))$

$\bar{\sigma} = 240\text{Mpa}$



$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

Tableau III.7 : Calcul des armatures.

$M_{ser}(kNm)$	$\mu_{ser}$	$\alpha_r$	$\mu_{rb}$	$\mu_{ser} \leq \mu_{rb}$	$As'$	$Z(mm)$	$As (cm^2)$
5,843	0,017	0,529	0,217	Oui	0	111,195	2,18

**III.3.9 Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$f1 = \frac{pl^3}{3} = \frac{1,62 \times 1,5^3}{3EI} = 0,05cm.$$

$$f2 = \frac{pl^3}{8EI} = \frac{5,467 \times 1,5^3}{8.E.I} = 0,06cm$$

La flèche totale =  $(f1 + f2) \leq \frac{l}{250}$

$0,11 \leq 0,6cm$  Condition Vérifiée

**Avec :**

**I :** moment d'inertie

**E :** coefficient différé

✓ Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

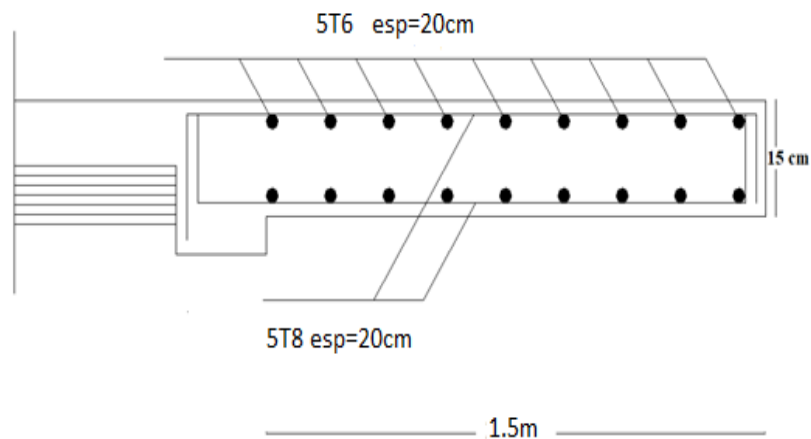


Figure III.4 : Schéma de ferrailage des balcons

### III.4 L'ESCALIER

#### III.4.1 Hypothèses de calcul

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
- Les types des escaliers :

Nous avons un type d'escalier (escalier à quartier tournant ou à trois volées)

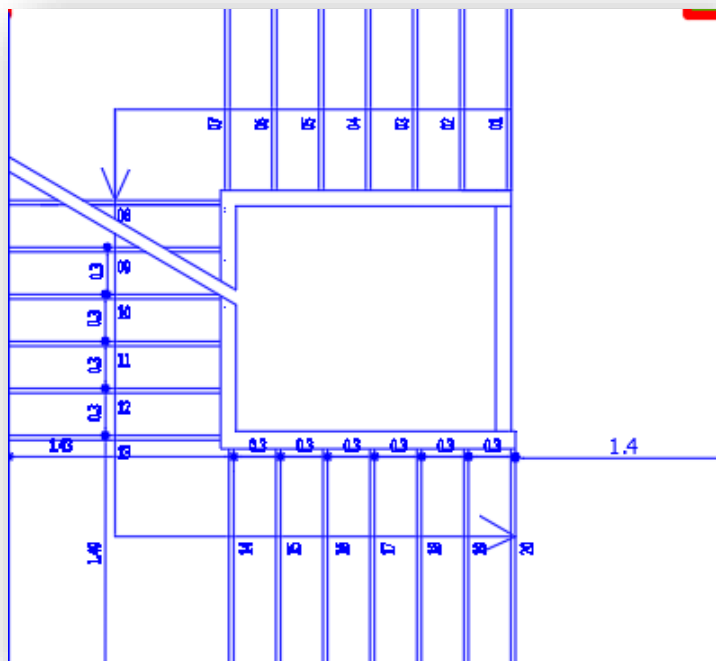


Figure III.5 : schéma d'un escalier de 3 volées.

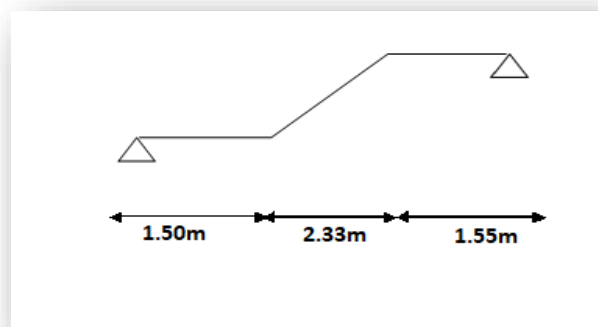


Figure III.6 : Schéma statique de volée

**III.4.2 Déterminé les élément d'un escalier**

**a) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$l = \sqrt{L^2 + H^2}$$

$$l = \sqrt{1,90^2 + 1,13^2} = 2,22 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur e=15 cm

**b) Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,13}{1,90} = 0,60 \qquad \alpha = 30,75^\circ$$

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

Evaluation des charges

**III.4.3 Evaluation des charges**

**a) Palier**

**Tableau III.8 : Evaluation des charges et surcharges sur le palier**

Désignation	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]	ep [m]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
Dalle de sol	27	0,02	0,54
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Poids propre de palier	25	0,15	3,75
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
<b>Charge permanent G</b>			5,287
<b>Charge d'exploitation Q</b>			2,5

b) Paillasse

Tableau III.9 Evaluation des charges et surcharges sur la paillasse.

Désignation	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]	ep [m]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage en Marbre	28	0,02	0,84
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0,15/(cos 30,75)	4,36
Poids des marches	25	0,15/2cos 30,75	2,18
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
<b>Charge permanent G</b>			8,50
<b>Charge d'exploitation Q</b>			2.5

c) Combinaison des charges

Tableau III.10 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier

Le paillasse				Le palier			
G(kN/m <sup>2</sup> )	Q(kN/m <sup>2</sup> )	Q(kN/ml)		G(kN/m <sup>2</sup> )	Q(kN/m <sup>2</sup> )	Q(kN/ml)	
		ELU	ELS			ELU	ELS
8,5	2,5	15,23	11	5,287	2,5	10,88	7,78

III.4.3 Calcul des moments fléchissant et effort tranchant

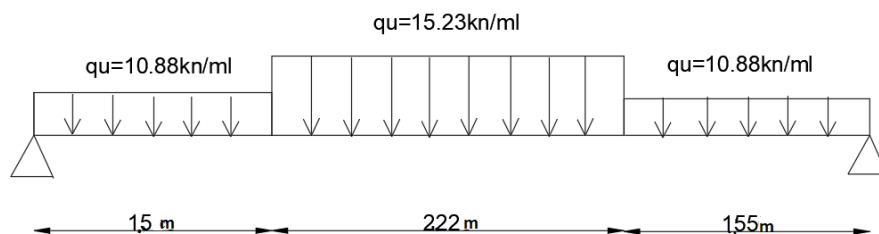


Figure III.7 : Schéma statique de l'effort d'escalier a ELU

- Effort tranchant :  $T_u^{\max} = 33,55 \text{ kN/ml}$
- Moment fléchissant :  $M_u = 47,84 \text{ kN.m}$

## a) Appui

$$M_{ua} = 0.5 \times M_u = 0,5 \times 47,84 = 23,92 \text{ kN.m}$$

## b) Travée

$$M_t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 47,84 = 40,66 \text{ kN.m}$$

**III.4.4 Calcul de Ferrailage**

Le calcul de ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

(b x h) Tel que :  $b=100 \text{ cm}$  ;  $h=15 \text{ cm}$

$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa}; f_{bc} = 17 \text{ Mpa}; f_{tj} = 2,4 \text{ Mpa}; \gamma_b = 1,5; \gamma_s = 1,15; \sigma_s = 435;$$

$$d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} \quad f_e = 500 \text{ Mpa}$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

**Tableau III.11 : Calcul des armatures.**

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_r$	$As'$	$\alpha$	$Z(\text{mm})$	$As (\text{cm}^2)$	<i>choix</i>	$A^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<i>travée</i>	40,66	0,131	Oui	0	0,176	125,50	7,44	5T14	7,70
<i>appui</i>	23,92	0,077	Oui	0	0,1	129,6	4,24	5T12	5,65

## a) Espacement

- En travée :  $\text{esp} \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$     On prend :  $\text{esp}=20 \text{ cm}$
- Sur appui :  $\text{esp} \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$     On prend:  $\text{esp} = 20 \text{ cm}$

**III.4.5 Armature de répartition**

*En travée :*

$$\frac{As}{4} \leq Ar \leq \frac{As}{2} \dots\dots (A8.2.4) \text{ CBA } 93 \quad \implies 1,92 \text{ cm}^2 \leq Ar \leq 3,85 \text{ cm}^2$$

Le choix est de **5T8=2,51m<sup>2</sup>** avec St=20 cm

*Sur appui :*

$$\frac{As}{4} \leq Ar \leq \frac{As}{2} \dots\dots (A8.2.4) \text{ CBA } 93 \quad \implies 1,41 \text{ cm}^2 \leq$$

$Ar \leq 2,82 \text{ cm}^2$

Le choix est de **5T8=2,51m<sup>2</sup>** avec St=20

**III.4.6 Vérification du Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \text{ bd } \frac{f_{tj}}{f_e} = 1,49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{A.4.2}) \text{ CBA 93}$$

**En travée :**

$$A_{s\text{adp}} = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Vérifiée.}$$

**En Appui :**

$$A_{s\text{adp}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Vérifiée.}$$

**III.4.7 Vérification de l’Effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau \mu \leq \tau \bar{\mu} \dots\dots\dots (\text{A.5.2.2}) \text{ CBA 93}$

$$\tau \bar{\mu} = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau \mu = \frac{T_u}{\text{bd}} = 0,24 \text{ Mpa} \leq \tau \bar{\mu} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Influence de l’effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l’ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l’appui, pour équilibrer l’effort de traction :

Si :  $T_u - \frac{Mu}{0,9d} < 0 \dots\dots\dots$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

Si :  $T_u - \frac{Mu}{0,9d} > 0 \dots\dots\dots$

0 ... .. il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{Mu}{0,9d} = -360,20 < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification des armatures transversales

$$\tau \leq 0,05 f_c^{2/3} \qquad \mu = \frac{T_u}{\text{bd}} = 0,24 \text{ Mpa}$$

$$0,24 \text{ Mpa} \leq 1,5 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée} \dots (\text{A. 5.2.2}) \text{ CBA 93}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Remarque :** La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

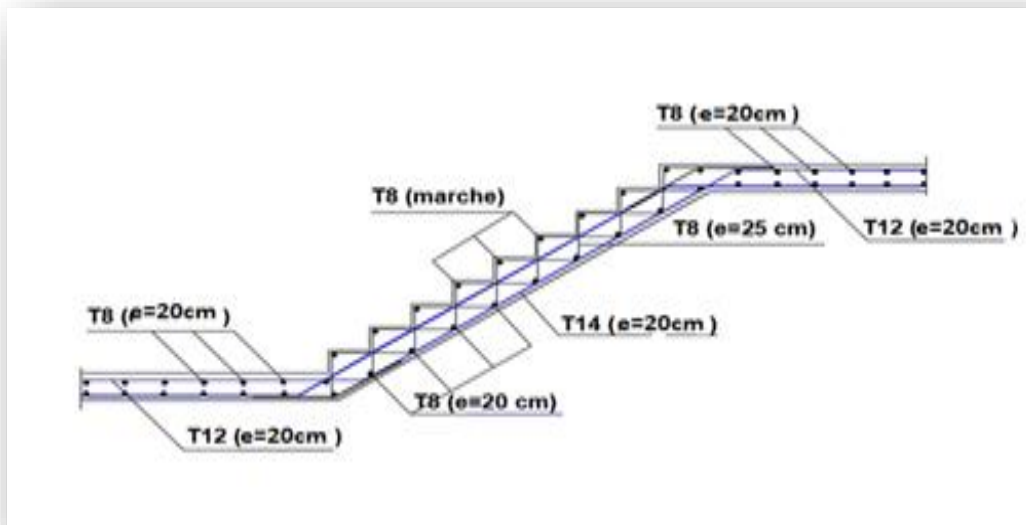


Figure III.8: Schéma de ferrailage de l'escalier (volée et 3).

### III.5 ETUDE DES PLANCHERS

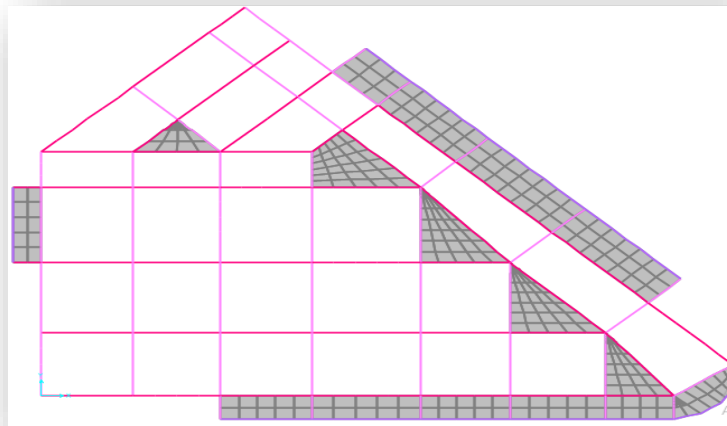
#### III.5.1 Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

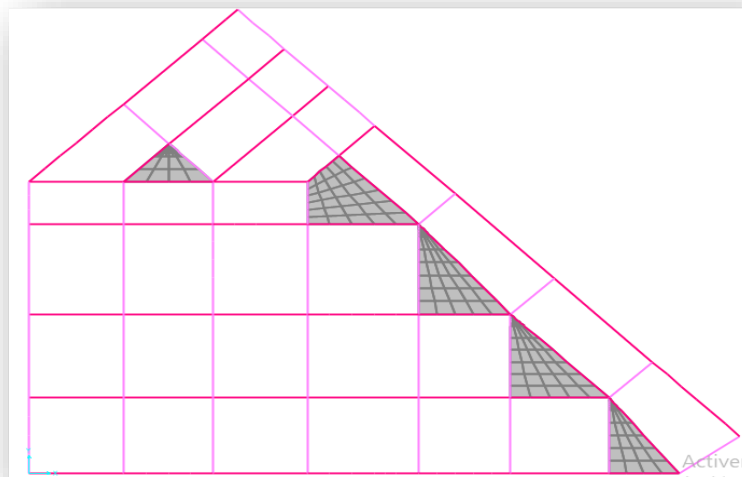
- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales Vers les éléments verticaux.

#### III.5.2 Dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Dans notre structure.



**Figure III.9 : dalles pleine étage courant**



**Figure III.10: dalles pleine 1<sup>er</sup> étage.**



On choisit la dalle pleine la plus sollicité

III.5.2.1 Ferrailage de la dalle

$$b = 100\text{cm} ; h = 15\text{cm} ; f_{c28} = 30\text{ Mpa} ; f_{bc} = 17\text{Mpa} ; f_{tj} = 17\text{Mpa} ;$$

$$\gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; d = 13,5\text{cm} ; \sigma_s = 435 ; d = 0,9h$$

Nous avons calculé le moment fléchissons et l'effort tranchant dans SAP2000

III.5.2.1.1 Ferrailage plancher terrasse :

Sens x-x  $\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{appuis}} = 37,008\text{kNm} \\ M_{\text{travée}} = 30,57\text{kNm} \end{array} \right.$

Sens y-y  $\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{appuis}} = 46,80\text{kNm} \\ M_{\text{travée}} = 19,55\text{kNm} \end{array} \right.$

Sens x-x  $\{Tu = 2771,15\text{ kN/m}$

Sens y-y  $\{Tu = 3919,98\text{ kN/m}$

Tableau III.12 : Ferrailage de la dalle pleine plancher terrasse.

Sens	Mu (kN.m)	$\mu$	As' (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	Ascal (cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	30,57	0,098	0	0,129	128,03	5,48	7T10	5,49	15
Appuis	46,80	0,151	0	0,205	123,93	8,68	7T14	10,78	15

a) Espacement

Tableau III.13 : vérification des espacements planche terrasse.

	Travée	Appuis
x-x	$15\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}$	$15\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}$
y-y	$15\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}$	$15\text{cm} < \text{Min}(3h;45\text{cm}) = 33\text{cm}$

III.5.2.1.2 Ferrailage étage courant (habitation)

$$\text{Sens x-x} \begin{cases} M_{\text{appui}} = 39,80 \text{ kNm} \\ M_{\text{travée}} = 28,13 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\text{Sens y-y} \begin{cases} M_{\text{appui}} = 52,06 \text{ kNm} \\ M_{\text{travée}} = 17,81 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x} \{ Tu = 3479,74 \text{ kN/m} \}$$

$$\text{Sens-y-y} \{ Tu = 3082,09 \text{ kN /m} \}$$

Tableau III.14 : Ferrailage de la dalle pleine étage courant

Sens	Mu (kN.m)	$\mu$	As' (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	28,13	0,0907	0	0,119	128,57	5,02	7T10	5,49	15
Appuis	52,06	0,168	0	0,231	122,526	9,76	7T14	10,78	15

1) Espacement

Tableau III.15: vérification des espacements étage courant.

	Travée	Appuis
x-x	$15 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$	$15 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
y-y	$15 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$	$15 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

III.5.2.1.3 Ferrailage étage courant (bureaux)

$$\text{Sens x-x} \begin{cases} M_{\text{appui}} = 29,90 \text{ kNm} \\ M_{\text{travée}} = 34,02 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\text{Sens y-y} \begin{cases} M_{\text{appui}} = 26,48 \text{ kNm} \\ M_{\text{travée}} = 17,81 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x} \{ Tu = 4464,34 \text{ kN/m} \}$$

$$\text{Sens-y-y} \{ Tu = 1566,52 \text{ kN/m} \}$$

Tableau III.16: Ferrailage de la dalle pleine 1<sup>er</sup> étage

Sens	Mu (kN.m)	$\mu$	As' (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	Ascal (cm <sup>2</sup> )	Choix	Asadp (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	34,02	0,11	0	0,146	127,116	6,15	7T12	7,917	15
Appuis	29,90	0,096	0	0,126	128,196	5,36	7T10	5,49	15

a) Espacement

Tableau III.17 : vérification des espacements 1<sup>er</sup> étage.

	Travée	appui
x-x	15cm < Min(3h;33cm)= 33cm	15cm < Min(3h;33cm)= 33cm
y-y	15cm < Min(3h;33cm)= 33cm	15 cm < Min(3h;45cm)= 33cm

III.5.2.2 Condition non fragilité

III.5.2.2.1 Terrasse

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \text{ bd } \frac{f_{tj}}{f_e} = 1,49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{A.4.2}) \text{ CBA 93}$$

En travée :

$$A_s^{\text{adp}} = 5,49 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

En Appui :

$$A_s^{\text{adp}} = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s^{\min} = 1.49 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

III.4.2.2.2 plancher courant (habitation) :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \text{ bd } \frac{f_{tj}}{f_e} = 1,49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{A.4.2}) \text{ CBA 93}$$

En travée :

$$A_s^{\text{adp}} = 5,49 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Vérifiée.}$$

En Appui :

$$A_s^{\text{adp}} = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s^{\min} = 1.49 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Vérifiée.}$$

III.4.2.1.3 étage courant (bureaux) :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \text{ bd } \frac{f_{tj}}{f_e} = 1,49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{A.4.2}) \text{ CBA 93}$$

En travée :

$$A_s^{\text{adp}} = 7,917 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Vérifiée.}$$

*En Appui :*

$$A_s^{adp} = 5,49 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s^{\text{min}} = 1.49 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Vérifiée}$$

### III.5.2.3 Calcul des armatures transversales

#### III.5.2.3.1 Terrasse

$$\tau_\mu < \tau_{\bar{\mu}} \quad (\text{A. 5.2.2}) \text{CBA 93}$$

Tableau III.18 : vérification armatures transversales plancher terrasse

	$\tau_\mu$	$\tau_{\bar{\mu}}$	Vérification
Sens x-x	0,020	1,5	Vérifiée
Sens y-y	0,029	1,5	Vérifiée

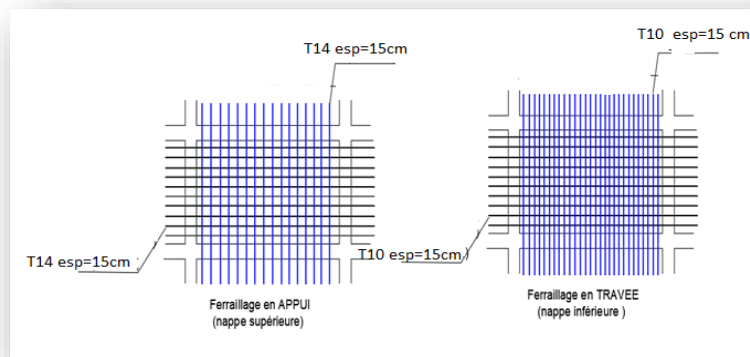


Figure III.11: Ferrailage de la dalle pleine terrasse.

#### III.5.2.3.2 plancher courant (habitation) :

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{bd} < \tau_{\bar{\mu}}$$

$$= 0,05 f_c 28$$

$$(\text{A. 5.2.2}) \text{CBA 93}$$

Tableau III.19: vérification armatures transversales étage courante.

	$\tau_\mu$	$\tau_{\bar{\mu}}$	Vérification
Sens x-x	0,025	1,5	Vérifiée
Sens y-y	0,022	1,5	Vérifiée

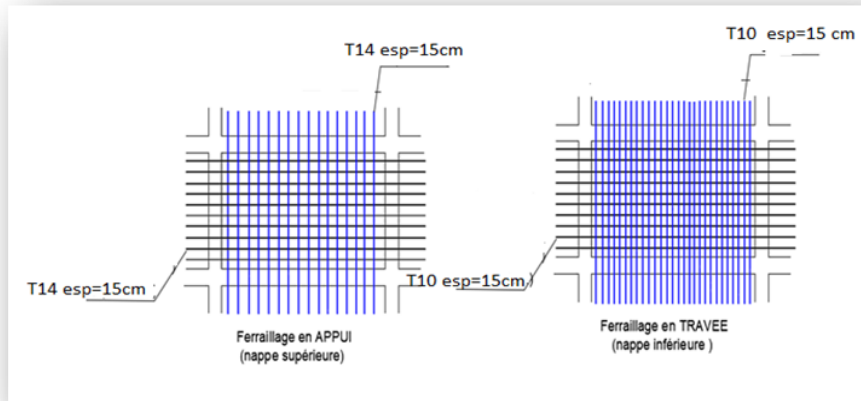


Figure III.12 : Ferrillage de la dalle pleine étage courant.

III.5.2.3.3 étage courant (bureaux) :

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{bd} < \tau_{\bar{\mu}} = 0,05f_{c28} \quad (A.5.2.2)CBA\ 93$$

Tableau III.20: vérification armatures transversales 1<sup>er</sup> étage.

	$\tau_{\mu}$	$\tau_{\bar{\mu}}$	Vérification
Sens x-x	0,033	1,5	Vérifiée
Sens y-y	0,011	1,5	Vérifiée

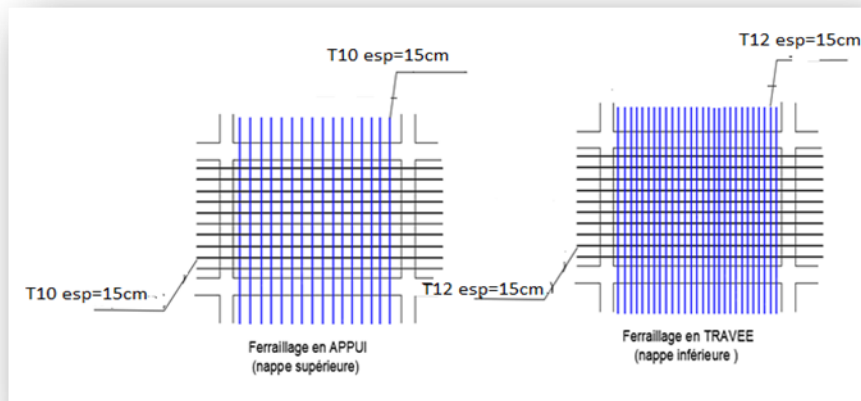


Figure III.13: Ferrillage de la dalle pleine 1<sup>er</sup> étage.

### III.5.3 Etude des planchers en corps creux

#### III.5.3.1 introduction

La structure comporte un plancher à corps creux (16+5) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (la structure poutres et chainages et poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimensions 16cm avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur

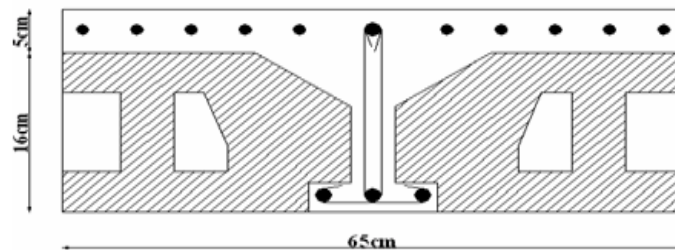


Figure III. 14 : Dimensions du corps creux

#### III.5.3.2 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés nuance TSΦ6) l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles

##### III.5.3.2.1 Calcul des armatures

###### a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_1 = \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 650}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L=65cm).

Nous adaptons : soit 6Φ6/ml ; A= 1,7cm<sup>2</sup>, St= 15cm.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.7 \text{ cm}^2$$

Soit 6φ6/ml; A=1,7cm<sup>2</sup>, St= 15cm

**Conclusion :**

Nous adopterons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TSΦ6) de dimension (150x150) mm<sup>2</sup>

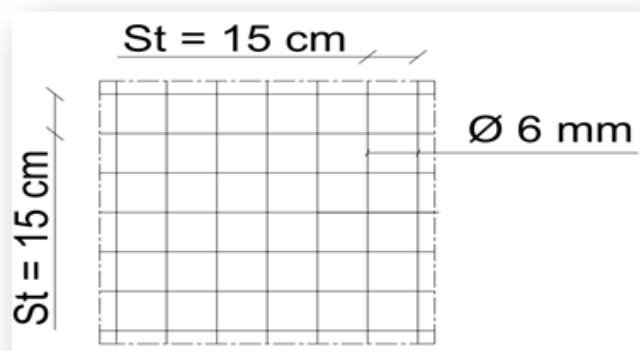


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la table de compression

### III.5.3.3 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est  $S = 0,65 \times L$ , on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée .

#### III.4.3.3.1 Dimensions de la poutrelle

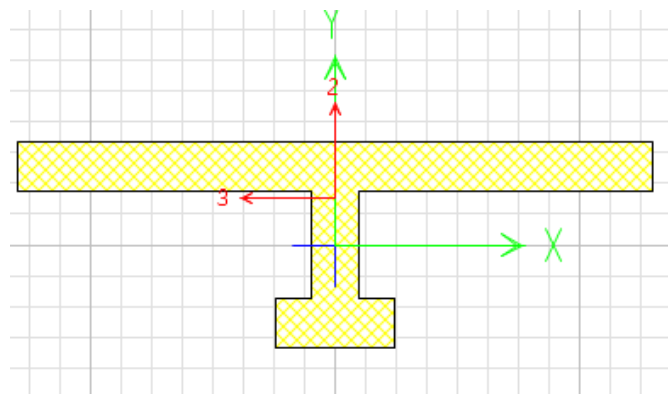


Figure III.16 : schéma de poutrelle

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 25cm ; \quad h_0 = 5cm \\ b = 65cm ; \quad b_0 = 12cm \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5cm \end{array} \right.$$

III.5.3.3.2 Calcul des moments

a) Méthode de calcul (Méthode forfaitaire)

- Domaine d'application :

**H1** :  $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

**H2** : Les éléments de poutre ont une section constante.

**H3** : Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

**H4** : La fissuration est considérée comme peu - préjudiciable.

- Exposé la méthode :

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

$$M_i \geq \text{Max}\{1,05M_o; (1 + 0,3\alpha)M_o\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_o}{2} \dots \dots \dots \text{travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_o}{2} \dots \dots \dots \text{travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

**M<sub>o</sub>** : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

**M<sub>w</sub> et M<sub>e</sub>** : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée

**M<sub>t</sub>** : moment maximal en travée dans la travée considérée

**Moment sur appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 0,2M_o \text{ appuis de rive} \\ M = 0,6M_o \text{ pour une poutre a deux travées} \\ M = 0,5M_o \text{ pour les appuis voisins des appuis de rives} \\ \quad \text{d'une poutre a plus dedeux travée} \\ M = 0,4M_o \text{ pour les autres appuis intermédiaire} \\ \quad \text{d'une poutr a plus de deux travée} \end{array} \right.$$



**b) La méthode de CAQUOT**

Elle s'applique lors l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée  
 Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

- **Exposé de la méthode**

**Moment sur appuis :**

$M_a = 0,15M_o$  ... appuis de rives

$$M_a = -\frac{qwl'^3w + qel'^3e}{8,5(lw' + l'e)}$$

Avec :

$$M_o = \frac{ql^2}{8}$$

**Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{Me - Mw}{l}\right)x + Mw$$

Avec :

**M<sub>o</sub>** : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

**M<sub>w</sub> et M<sub>e</sub>** : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

**q<sub>w</sub>**: charge répartie a gauche de l'appuis considérée

**q<sub>e</sub>**: charge répartie a droite de l'appuis considérée

$L' L = L$  ..... Pour une travée de rive

$L' = L = 0,8L$  .....pour une travée intermédiaire

**Effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(Me - Mw)}{l} \\ t_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(Me - Mw)}{l} \end{array} \right.$$

Avec :

**tw**: L'effort tranchant sur l'appui gauche

**te** : L'effort tranchant sur l'appui droit

**III.5.3.4 Calcul de ferrailage des poutrelles**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles avec les dimensions suivantes :

$$b=65 \text{ cm}; h_o=5\text{cm}; b_o=12 \text{ cm}; h=21 \text{ cm}$$

**III.5.3.4.1 Evaluation des charges est des sur charges**

**Tableau III.21: Evaluation des charges de la Poutrelle**

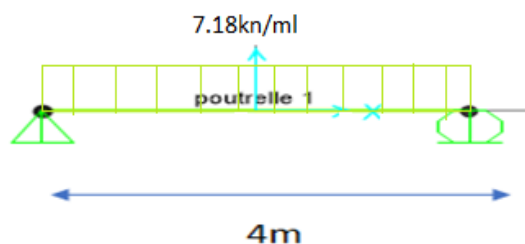
Niveau	G(kN/m <sup>2</sup> )	Q(kN/m <sup>2</sup> )	Qu(kN/ml)	Qs(kN/ml)
<b>Terrasse</b>	6,72	1	6,87	5,01
<b>Etage courant</b>	5,42	1,5	9,22	4,50
<b>2eme etage</b>	5,42	2,5	7,18	5,14

**Conclusion**

Le plancher étage deux le plus sollicité par rapport les autres étages, le calcul si fera pour les poutrelles de plancher 2<sup>eme</sup> étage

**III.5.3.4.2 Diagramme des efforts internes :**

**1. Poutrelle à une seule travée**



- *Moment fléchissant :*

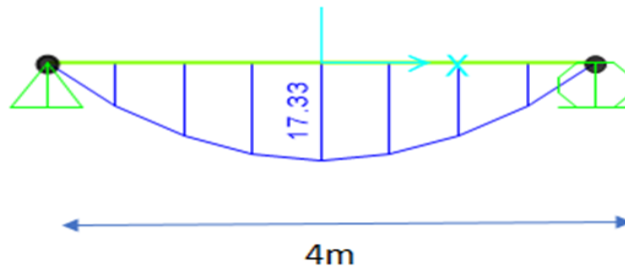


Figure III.17: moment fléchissant de la poutrelle a 01 travée ELU

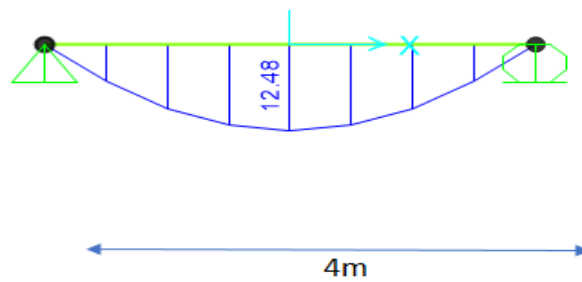


Figure III.18 : moment fléchissant de la poutrelle a 01 travée ELU

- *Effort tranchant :*

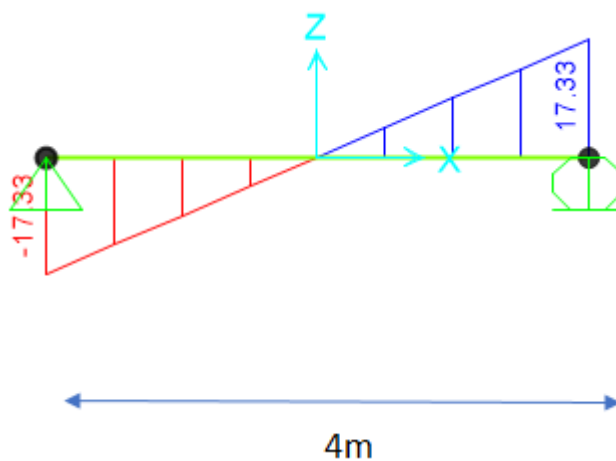


Figure III.19: Effort tranchant de la poutrelle à 01 travée ELU

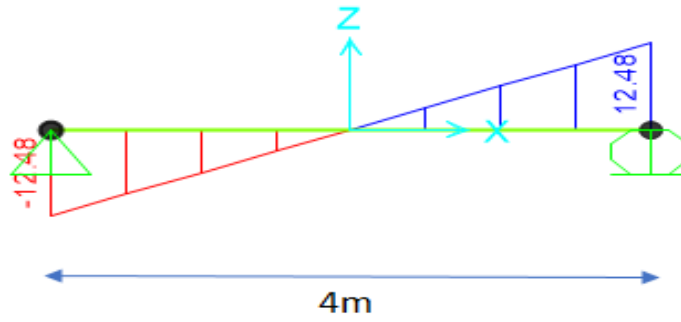
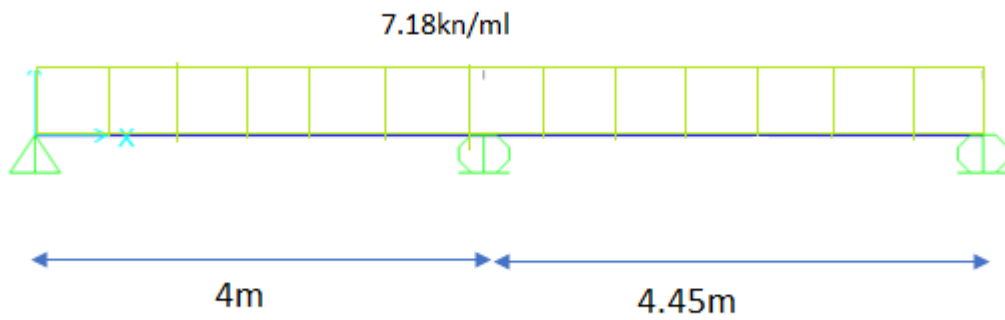


Figure III.20 : Effort tranchant de la poutrelle à 01 travée ELS

2. Poutrelle à deux travées



• *Moment fléchissant :*

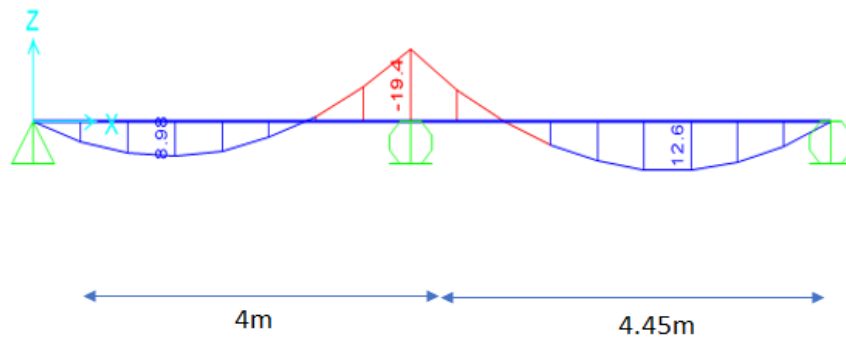


Figure III.21 : moment fléchissant de la poutrelle a 02 travée a ELU

- *Moment fléchissant :*

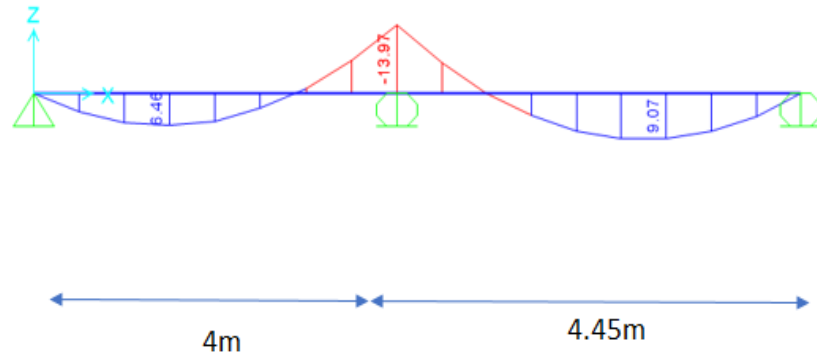


Figure III.22: Moment fléchissant de la poutrelle à 02 travées ELS

- *Effort tranchant :*

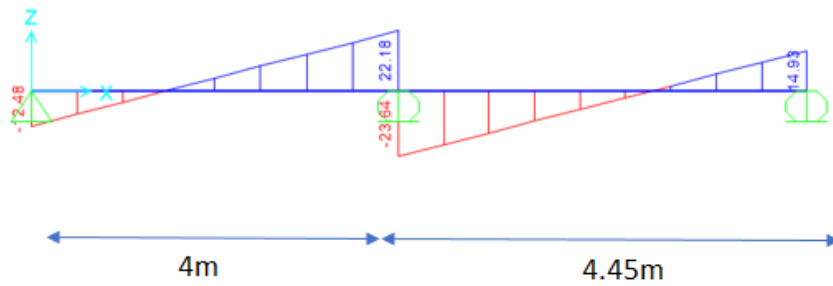


Figure III.23: Effort tranchant de la poutrelle à 02 travée EL

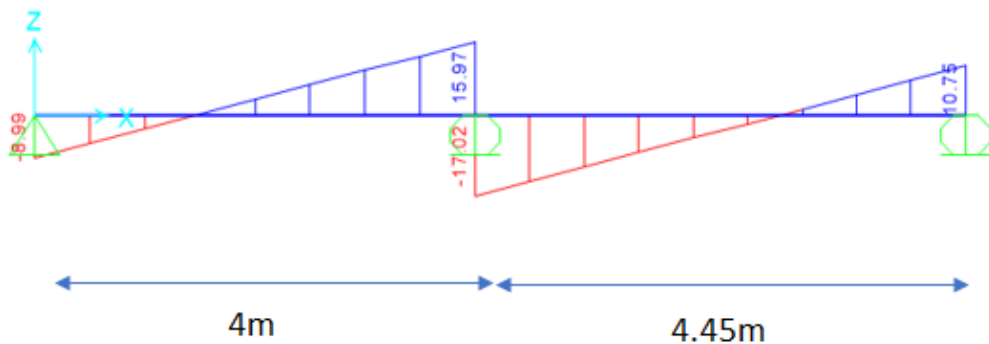
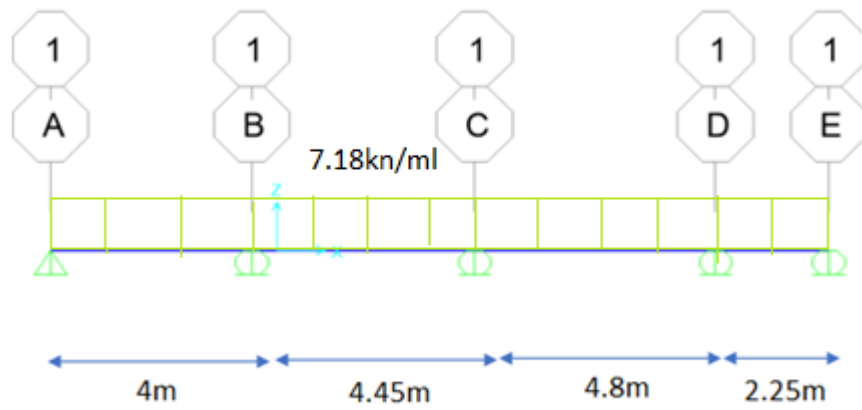


Figure III.24 : Effort tranchant de la poutrelle à 02 travée ELS

3. Poutrelle à quatre travées



- *Moment fléchissant :*

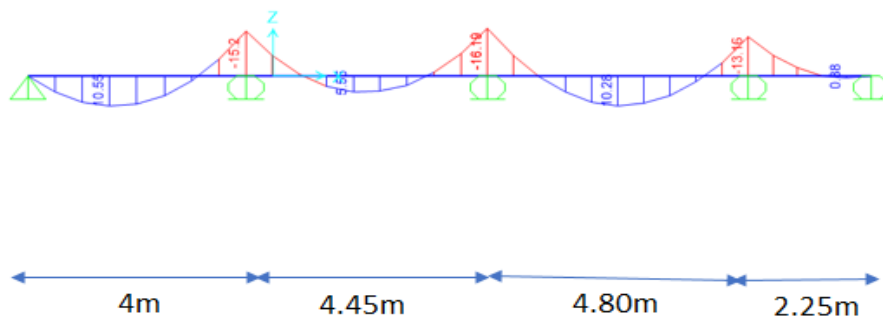


Figure III.25 : Moment fléchissant de la poutrelle à quatre travées ELU

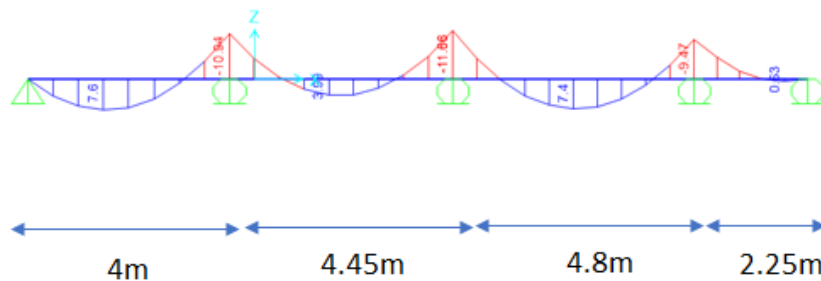


Figure III.26: Moment fléchissant de la poutrelle à quatre travées ELS

- Effort tranchant :

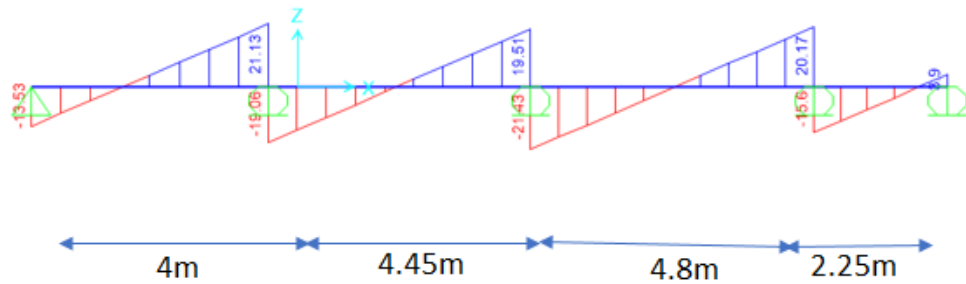


Figure III.27 : effort tranchant de la poutrelle à quatre travées ELU

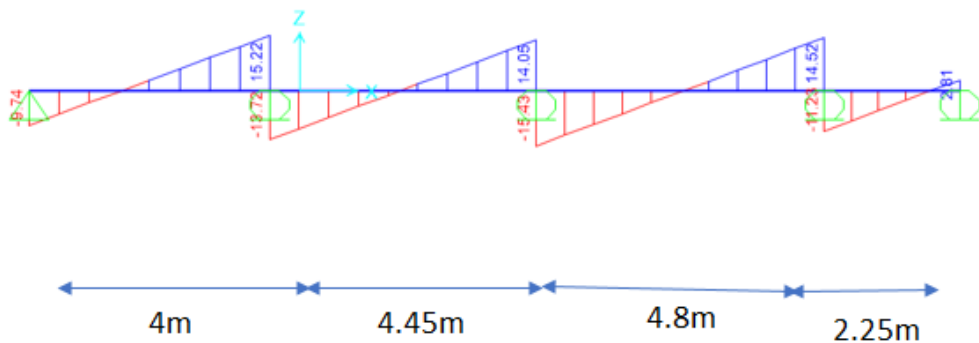


Figure III.28 : effort tranchant de la poutrelle à quat travée ELS

### III.5.3.4.3 Ferrailage des poutrelles

On considéré pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis et le calcul se fait a ELU en flexion simple

Les efforts maximaux sur appuis et travée sont :

$$M_t^{\max} = 17,33 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{\text{appuis}} = 19,4 \text{ kN.m}$$

$$h = 21\text{cm} ; h_o = 5\text{cm} ; b = 65\text{cm} ; b_o = 12\text{cm} ; f_{c28} = 30 \text{ Mpa} ; f_{bc} = 17\text{Mpa} ;$$

$$f_{tj} = 2,4\text{Mpa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; \sigma_s = 435 ; d = 0,9h = 18,9\text{cm} ; f_e = 500\text{Mpa}$$

❖ Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T.

Tableau III.22: ferrailage des poutrelles

	Mu (kN.m)	Md (kN.m)	Mu ≤ Mt	μ	μ ≤ μr	As'	α	Z (mm)	Au (cm <sup>2</sup> )	choix	Aadp (cm <sup>2</sup> )
Travée	17,3 3	90,61	Oui	0,043	Oui	0	0,054	184,91	2,15	3T10	2,36
appuis	19,4	90,61	Oui	0,049	Oui	0	0,062	184,31	2,41	1T12 + 1T14	2,67

**Remarque :**

L'axe neutre est dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs,

La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de hauteur h=21cm et de largeur b=0.65cm

**III.5.3.4.4 Vérification du Condition non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{tj}}{f_e} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (A.4.2) \text{ CBA 93}$$

**En travée :**  $A_{sdp} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  Vérifiée.

**En Appui :**  $A_{sdp} = 2,67 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Vérifiée.

**III.5.3.4.5 Vérification de l'effort tranchant :**

**a) Vérification de la contrant de Cisaillement**

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 23,64 \text{ kN}$

- On doit vérifier que :  $\tau \mu \leq \tau \bar{\mu}$

$$\tau \bar{\mu} = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau \mu = \frac{T_u}{b \cdot d} = 1,04 \text{ Mpa} \leq \tau \bar{\mu} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$



**b) Calcul des armatures transversales et de l'espacement**

L'acier choisis pour l'armature transversale est de type rond lisse de nuance FeE24 ( $f_e = 235\text{Mpa}$ )

- Selon « BAEL 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_o St} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ St \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b_o St} \geq \text{Min}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \end{array} \right.$$

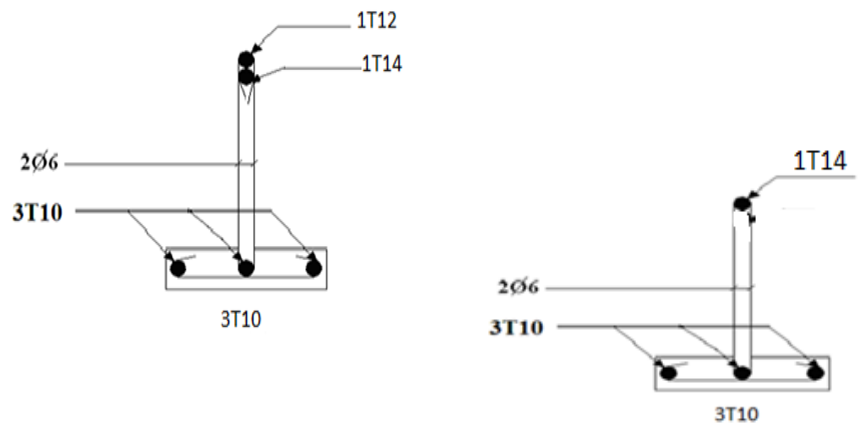
Avec

$$\phi \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10}\right)$$

$\phi$ : Diamètre minimum des armature longitudinale

$$\phi \leq \text{Min}(0,6\text{ cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm})$$

On adopte :  $\phi = 6\text{mm}$



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{St} \geq 0,0036 \\ St \leq 17,01 \\ St \leq 0,52\text{ cm} \end{array} \right.$$

Figure III.29: Disposition constructive des armatures des poutrelles.

### III.5.4 Etude de la dalle machine

#### III.5.4.1 Introduction

Le dalle machine et une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela et 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.5.4.2 Pré dimensionnement

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

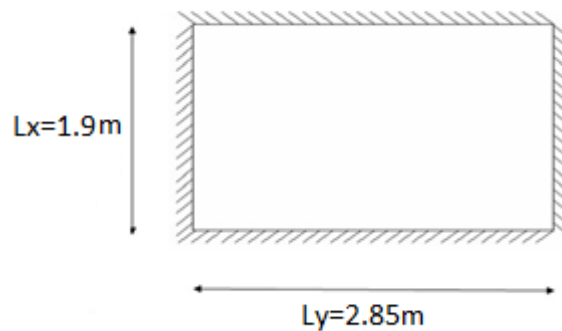


Figure III.30 : schéma représentatif de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

#### a) Résistance à la flexion

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \qquad \frac{190}{50} \leq e \leq \frac{190}{40}$$

$$3,8 \text{ cm} \leq e \leq 4,75 \text{ cm}$$

#### b) Condition de l'ENACT :

L'entreprise nationale des ascenseurs (ENACT) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $e \geq 25 \text{ cm}$

On prend :  $e = 25 \text{ cm}$

III.5.4.3 Détermination des charges et surcharges

III.5.4.3.1 Evaluation des charges

a) Les charge permanentes :

Tableau III.23 : les charge d'un planché DALLE MACHINE

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Gravillon protection	5	17	0,85
Etanchéité multi coucha (S36)	-	-	0,12
Isolation thermique (liège)	5	3	0,16
Forme de ponte	10	22	2,2
Poids de la dalle machine supporte	-	-	50,0
Poids propre de la dalle	25	25	6,25
Enduit de plâtre	2	10	0,20
Totale	/	/	59,78

b) Les charges d'exploitation

$$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

III.4.4.3.2 Combinaison des charges

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 82,203 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 60,78 \text{ kN/m}^2$$

III.5.4.4 Calcul des efforts internes

Le calcul des efforts dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 appuis.

Calcul de «  $\rho$  »

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,9}{2,85} = 0,66 < 1$$

- La dalle travail dans les deux sens

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

**ELU :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0737 \\ \mu_y = 0,3753 \end{cases}$$

**$M_x = 21,87 \text{ kN.m}$**

**$M_y = 8,208 \text{ kN.m}$**

Selon les conditions d'encastrement d'appui, on obtient les moments suivants :

- **Moment en travée :**

**$M_{tx} = 0,75 M_x = 16,402 \text{ kN.m}$**

**$M_{ty} = 0,75 M_y = 6,156 \text{ kN.m}$**

- **Moment sur appui :**

**$M_{ax} = 0,5 M_x = 10,935 \text{ kN.m}$**

**$M_{ay} = 0,5 M_y = 4,04 \text{ kN.m}$**

**$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 10,935 \text{ kN.m}$**

### **III.5.4.5 Ferrailage de la dalle**

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m on aura une section (b x h) = (100x 25) cm<sup>2</sup> qui travail a flexion simple.

#### **1) Ferrailage en travée**

- a) *Dans le sens « Lx »*

Donnes : b = 100cm ; h = 25cm ; d = 0,9h = 22,5cm ; e = 2cm ;  $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 435 \text{ Mpa}$

**Tableau III.24 : Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée sens Lx**

<b><math>M_{tx}</math> (kN.m)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>A's</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b>Z (mm)</b>	<b><math>A_s^{cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>choix</b>	<b><math>A_s^{adp}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>
16,402	0,019	0	0,023	222,93	1,632	6T10	4,71

➤ **Espacement :**

$$Esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{verifiée}$$

**b) Dans le sens « Ly »**

Donnes : b=100cm ; h=25cm ; d=d<sub>x</sub>-ø<sub>x</sub>=21.5cm ; c=2cm ; σ<sub>bc</sub> =17MPa ; σ<sub>s</sub> = 435 MPa

**Tableau III.25 : Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée sens Ly**

M <sub>ly</sub> (kN.m)	μ	A's (cm <sup>2</sup> )	α	Z (mm)	A <sup>cal</sup> <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sup>adp</sup> <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
6,156	0.007	0	0,008	214,312	0,66	6T10	4,71

➤ **Espacement :**

$$Esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{verifiée}$$

**2) Ferrailage sur appuis**

Donnes : b = 100cm ; h =25cm ; d = 0,9h=22,5cm ; e = 2cm ; σ<sub>bc</sub> =17MPa ; σ<sub>s</sub> = 435 Mpa

**Tableau III.26 : Récapitulatif des résultats de ferrailage sur appui**

M <sub>tx</sub> (kN.m)	μ	A's (cm <sup>2</sup> )	α	Z (mm)	A <sup>cal</sup> <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sup>adp</sup> <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
10,935	0.012	0	0.015	223,65	1.124	6T10	6T10

➤ **Espacement :**

Esp

=

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{verifiée} \quad (x - x) \\ \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{verifiée} \end{array} \right.$$

### III.5.4.6 Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} \leq \tau^- = 0.05 f_c^{28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 66,93 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_y}{3} = 52,07 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 66,93 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{66,93 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,29 \leq \tau^- = 0.05 f_c^{28} = 1,5 \text{ MPa}$$

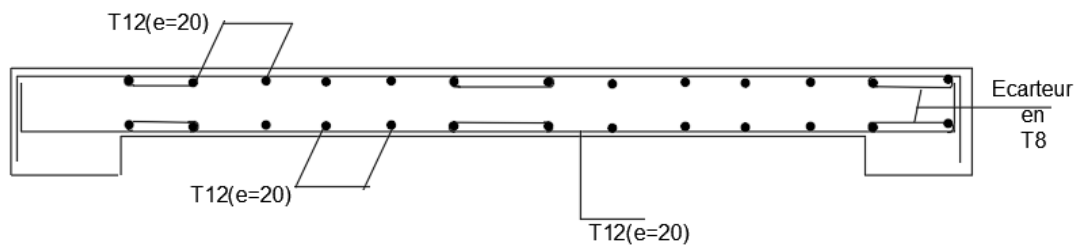


Figure III.31 : ferrailage de la dalle machine

#### Remarque :

A défaut de prescriptions particulières du C.C.T.P, on admet que, conformément à l'article A 4.5.3.2., les conditions habituelles des locaux des "constructions courantes" « escalier ; ascenseur ; dalle ; poutrelle » permettent de ne pas effectuer de vérification d'état -limite d'ouverture des fissures. Selon C.B.A article B.6.3

## IV.1 INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes *RPA 99 Version 2003*.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel *SAP2000 V22* qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

## IV.2 ÉTUDE DYNAMIQUE

### IV.2.1 Introduction

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

### IV.2.2 Caractéristiques dynamique propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$\mathbf{[M]}\{\ddot{\mathbf{x}}(t)\} + \mathbf{[k]}\{\mathbf{x}\} = \{\mathbf{0}\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$\mathbf{[M]}$  : Matrice de masse de la structure.

$\mathbf{[K]}$  : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{\mathbf{x}}\}$  : Vecteur des accélérations relative .

$\{\mathbf{x}\}$  : Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\text{➤ } \{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$  : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) \dots\dots\dots(3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$\text{➤ } ([K] - \omega^2[M]) \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) = 0 \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$\text{➤ } ([K] - \omega^2[M]) \{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A<sub>i</sub>".

Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  s'annule c'est-à-dire :

$$\text{➤ } \Delta\omega = |[K] - \omega^2[M]| = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " **Equation caractéristique** ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en  $(\omega^2)$ .

Les (n) solutions  $(\omega_1^2 ; \omega_2^2 ; \dots ; \omega_n^2)$  sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ ) a chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre A<sub>j</sub> ou forme modale (modale Shape).



### IV.3 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

L'une des étapes les plus importants lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans un cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années qui est à notre portée : il s'agit de **SAP2000 (version 2022)**.

#### IV.3.1 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

#### IV.3.2 Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version 2003** avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage **multiple (habitation, bureau locaux)**.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $25\text{KN/m}^3$ .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

- La masse de chaque balcon a été concentré au niveau des deux nœuds de la poutre suivant d'appui de balcon.

#### IV.4 ETUDE SISMIQUE

##### IV.4.1 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 modifié en 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.

##### IV.4.2 La méthode statique équivalente.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vue l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (*art : 4.1.2 des RPA99 2003 version 2003*), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode modale spectrale :

##### a) Spectre de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

**g** : accélération de la pesanteur.

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**η** : facteur de correction d'amortissement

**R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

**Q** : Facteur de qualité.

**b) Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base «  $V_t$  » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente «  $V$  » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8 V}{V_t}$$

**c) Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad (4.1)$$

- **A : coefficient d'accélération de zone.**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{zone sismique III} \end{array} \right\} A = 0.25$$

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

**T1, T2** : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003.**

Catégorie  $S_3 \rightarrow$  site meuble  $\begin{cases} T_1 = 0,15sec \\ T_2 = 0,5 sec \end{cases}$

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

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique ( $\xi=7\%$ ).

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

- Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les (art 4.2.3 RPA99 version 2003) sont :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- $D = 1,534$ 
  - $C_T = 0,05$
  - On a .....  $T_{empirique} = 0,05 \times (44,54)^{3/4}$

$T_{empirique} = 0.862 \text{ sec} \implies 1.3 T_{empirique} = 1.12 \text{ sec}$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limitée comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

➤ **R : coefficient de comportement**

Le coefficient de comportement dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) (RPA 99 version 2003).

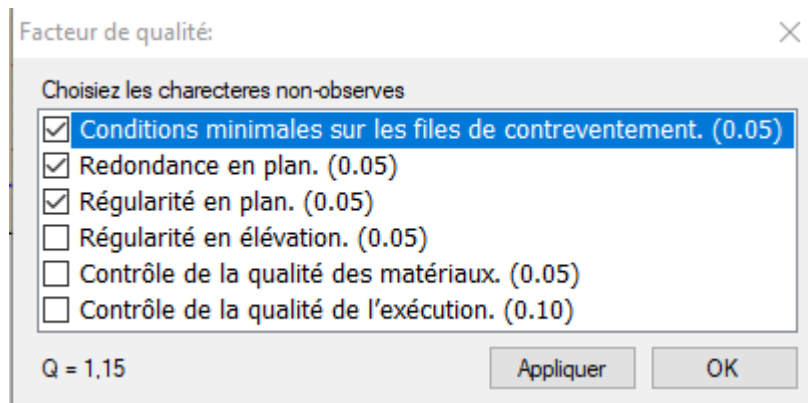
Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portiques contreventés par des voiles et portique avec interaction (**R=5**).

➤ **Q : facteur de qualité :**

La valeur de Q déterminée par la formule :

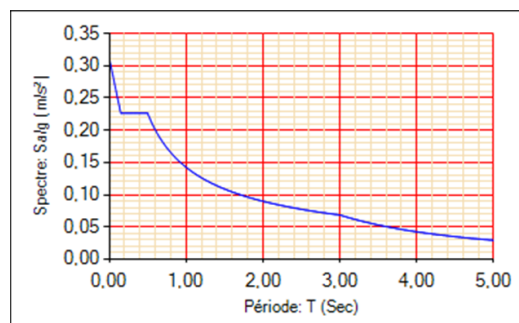
$$Q = 1 + \sum_1^6 pq$$

**Tableau IV.1 : Facteur de qualité**



$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non "

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA 99 version 2003).



**Figure IV.1 : graphe de spectre**

IV.5 RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

IV.5.1 Modèle initial

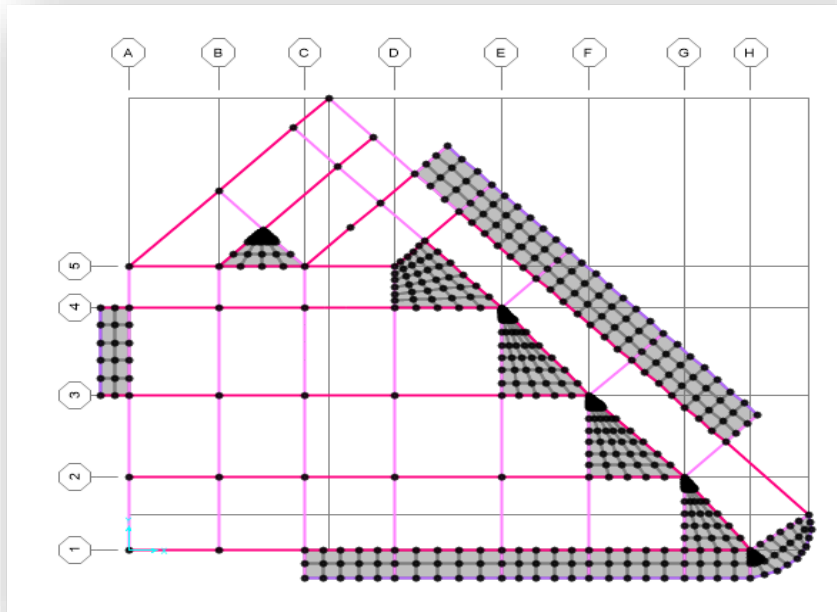


Figure IV.2 : Vue en plan du modèle initial

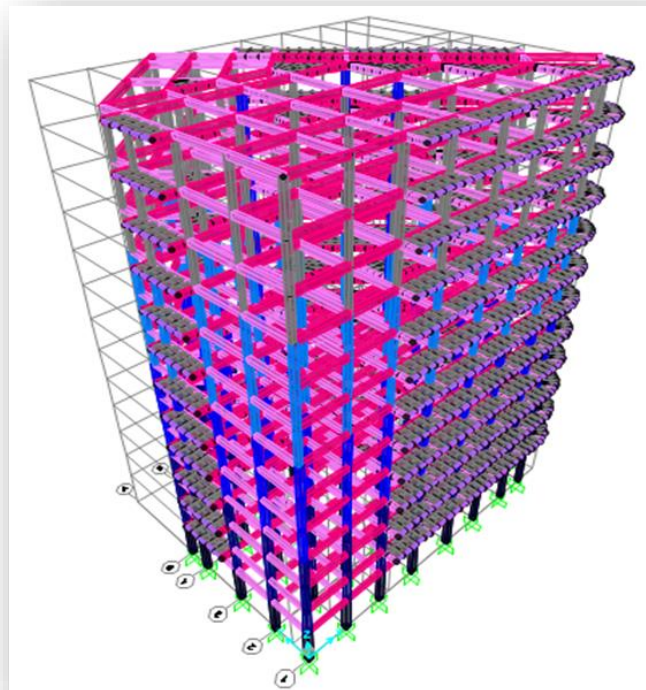


Figure IV.3: Vue en 3D du modèle initial

**IV.5.1 .1Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :**

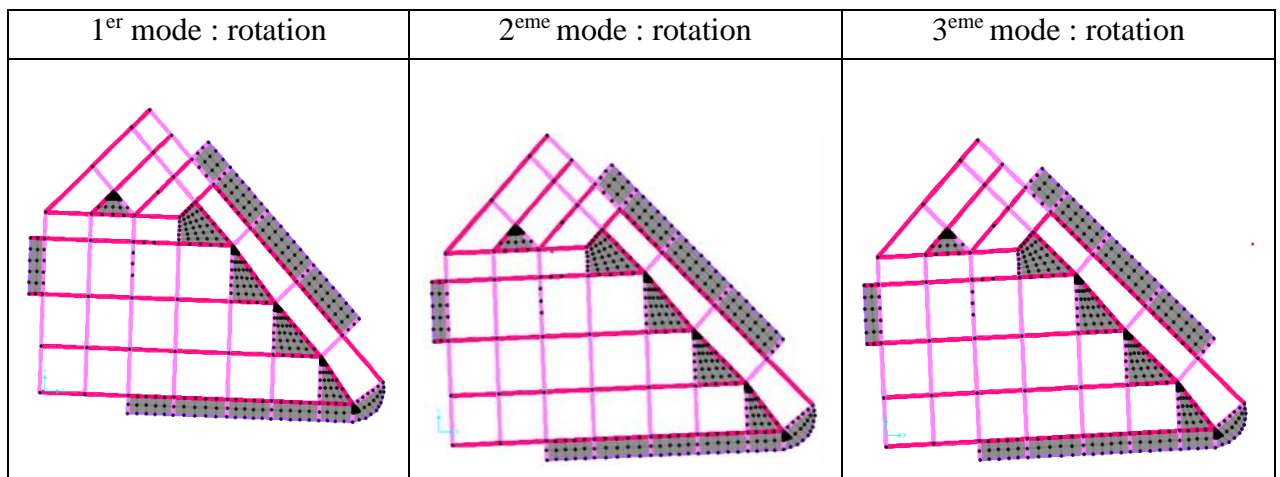
L’analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 2,258s \geq 1,12 s$  **condition pas vérifier**
- La participation massique dépassé le seuil des 90 % a partir 8<sup>ème</sup>

**Tableau IV.2 : Période et facteur de participation massique du modèle initial**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2,258772	0,04324	0,49531	0,000001234	0,04324	0,49531	0,000001234	0,22611
MODAL	Mode	2	2,023614	0,45272	0,18914	0,000007613	0,49596	0,68445	0,000008846	0,12231
MODAL	Mode	3	1,893815	0,26601	0,0758	0,000002012	0,76197	0,76025	0,00001086	0,4123
MODAL	Mode	4	0,815466	0,01061	0,07155	0,000004422	0,77259	0,8318	0,00001528	0,04477
MODAL	Mode	5	0,741353	0,07029	0,03866	0,00001866	0,84288	0,87047	0,00003394	0,01534
MODAL	Mode	6	0,689263	0,04591	0,01651	0,000006245	0,88878	0,88697	0,00004018	0,06697
MODAL	Mode	7	0,480076	0,0039	0,02399	0,000001122	0,89268	0,91096	0,0000413	0,0171
MODAL	Mode	8	0,440642	0,02611	0,0151	0,000002386	0,9188	0,92606	0,00004369	0,0047

**Tableau IV.3 : les trois premiers modes**



**IV.5.1 .2Constations :**

On a un mode de rotation au niveau de 1er mode qu’il faut l’éviter par l’ajout des voiles de contreventements dans la structure.

Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre nécessaire et la position des voiles rajoutés qui vérifié les critères de sécurité imposée par (RPA 99 version 2003).

#### IV.5.2 Modèle 2 :

Après avoir testé plusieurs modèles on opte pour le modèle final représenté sur la figure ci-dessus tout en changeant le facteur de comportement de  $(R=5)$  à  $(R=3,5)$  car le rapport de la portance des voiles n'a pas été vérifié.

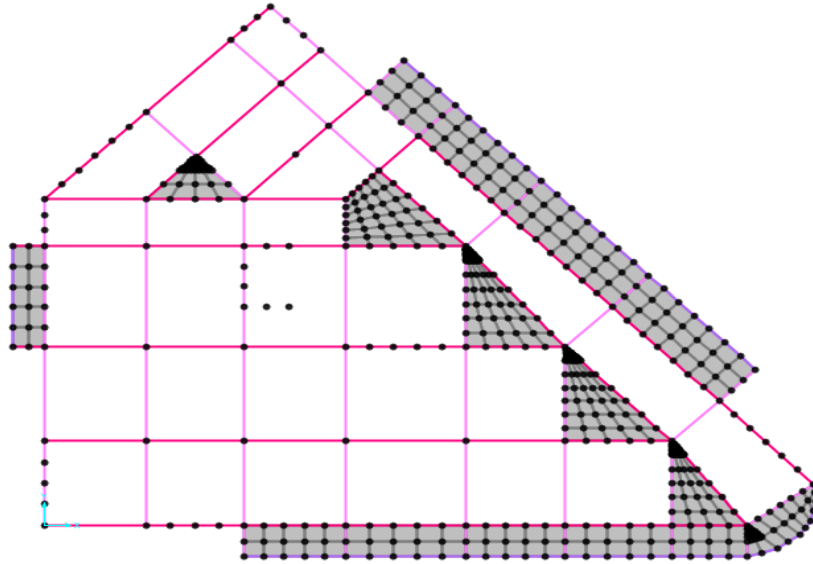


Figure IV.4: vue en plan du modèle final

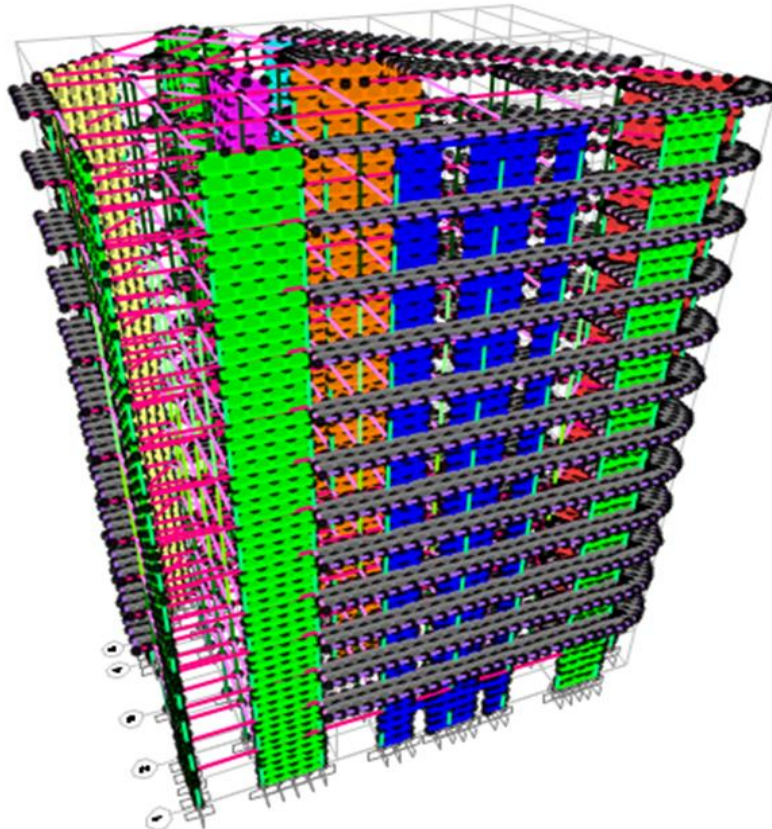


Figure IV.5: vue en plan du modèle final



### IV.5.2 .1Caractéristiques dynamique propres du modèle final :

Tableau IV.4 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,114345	0,001	0,64842	0,001	0,64842	0,02163
MODAL	Mode	2	0,880398	0,62032	0,00459	0,62132	0,65301	0,04238
MODAL	Mode	3	0,835962	0,04449	0,0141	0,6658	0,66711	0,60201
MODAL	Mode	4	0,279192	2,625E-08	0,17522	0,6658	0,84232	0,01142
MODAL	Mode	5	0,217751	0,17143	0,00038	0,83723	0,8427	0,01155
MODAL	Mode	6	0,202138	0,01243	0,01346	0,84966	0,85616	0,16178
MODAL	Mode	7	0,189187	0,00078	0,00019	0,85043	0,85635	0,001
MODAL	Mode	8	0,153614	0,00018	0,00006971	0,85061	0,85642	0,00036
MODAL	Mode	9	0,152742	0,00025	0,0000455	0,85086	0,85647	0,00038
MODAL	Mode	10	0,150005	0,000003278	0,00009651	0,85087	0,85656	0,000007576
MODAL	Mode	50	0,097971	0,00009504	0,000001972	0,85337	0,91676	0,00001109
MODAL	Mode	51	0,097048	0,01551	0,00012	0,86889	0,91687	0,00135
MODAL	Mode	52	0,096836	0,04442	0,00016	0,91331	0,91703	0,00366

### IV.5.2 .2Constataion :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale T= 1.11 s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir de 52ème mode.
- Le 1er mode est une translation suivant y-y
- Le 2ème mode est une translation suivant x-x.
- Le 3ème mode est un mode de rotation

### IV.5.2.3 Résultantes des forces sismiques

D'après « RPA99 V2003 article 4.3.6 », la résultante des forces sismiques 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 la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, Moments...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

### IV.5.2.4Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée (l'article 5.10 )

$$\Delta_k^x \leq \Delta^- \text{ et } \Delta_k^y \leq \Delta^-$$

Avec  $\Delta^- = 0.01 \times h_e$

Où :  $h$  représente la hauteur de l'étage Avec :

$$\delta^x_k = R \times r_x \times \delta^x_{ek} \quad \text{et} \quad \delta^y_k = R \times r_y \times \Delta^y_{ek}$$

$$\Delta^x_k = \delta^x_k - \delta^x_{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta^y_k = \delta^y_k - \delta^y_{k-1}$$

$\Delta^x_k$ : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x

$\Delta^y_k$ : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens y-y

$\delta^x_{ek}$ : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens x-x

$\delta^y_{ek}$ : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens y-y

**Remarque :**

Résultantes des forces sismiques et déplacements inter étage n'est pas vérifiée

**IV.5.2.5 Vérification de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{Bc \cdot f_{c28}}$$

Avec :  $N_d = G + Q \pm E$  (art 7.1.3.3) RPA

On doit vérifier que :  $v \leq 0,30$  chaque dégradation la section des poteaux en donne :  $f_{c28} = 30\text{Mpa}$

**Tableau IV.5 : l'effort normal réduit**

Poteau	Nd (KN)	v	Observations
50x50	3420,439	0,45	Pas vérifié
45x45	3249,874	0,53	Pas vérifié
40x40	2363,415	0,49	Pas vérifié
35x35	1536,881	0,41	Pas vérifié
30x30	763,089	0,08	Vérifié

• Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le « RPA99 version 2003 ». Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure comme suit :

<b>Poteau</b>
<b>75x75</b>
<b>65x65</b>
<b>55x55</b>
<b>45x45</b>
<b>35x35</b>

IV.5.3 Modèle final :

IV.5.3 .1 Caractéristiques dynamique propres du modèle final :

Tableau IV.6 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,10862	0,00262	0,6537	0,00262	0,6537	6,265E-06	0,02964
MODAL	Mode	2	0,91006	0,57138	0,01246	0,574	0,66616	0,00001961	0,10959
MODAL	Mode	3	0,83375	0,11345	0,01388	0,68746	0,68003	0,00002	0,54827
MODAL	Mode	4	0,27597	0,00125	0,16299	0,6887	0,84302	0,00016	0,02074
MODAL	Mode	5	0,23229	0,14073	0,00887	0,82943	0,85189	0,00044	0,02514
MODAL	Mode	6	0,19526	0,03594	0,01653	0,86537	0,86842	0,00051	0,13565
MODAL	Mode	7	0,18715	0,0007	0,00046	0,86607	0,86888	0,06561	2,887E-07
MODAL	Mode	8	0,14971	0,00032	0,00002032	0,86639	0,8689	0,06568	0,00061
MODAL	Mode	9	0,14744	0,00001801	4,711E-06	0,86641	0,8689	0,06568	0,00000945
MODAL	Mode	10	0,14526	2,974E-06	0,00027	0,86641	0,86917	0,06748	0,00009426
MODAL	Mode	40	0,10554	0,03161	0,00362	0,91435	0,92365	0,38621	0,00521
MODAL	Mode	41	0,10496	0,00067	0,0000851	0,91502	0,92373	0,38752	0,00011

IV.5.3 .2 Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale T= 1,05 s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir de 40<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant y-y
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant x-x.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation non fondamental del'ordre de ....

IV.5.3 .3 Résultantes des forces sismiques

soit :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$

On trouve :

$V_{st} = \frac{0,25(2,2)(1,15)}{3,5} \times 87950,73 = 15893,95 \text{ kN}$

D'après me fichier des résultats de SAP2000version22 on a :

Tableau IV.7 : Les forces sismiques

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
Ex	LinRespSpec	Max	9707,807	1080,353	151,918
Ey	LinRespSpec	Max	1129,509	9203,961	160,687
W=G+BQ	Combination		-2,7E-11	3,68E-10	87950,73

Ce qui donne :

$$V_1^x > 0,8 V^x \quad \text{et} \quad V_1^y <> 0,8 V^y \quad \text{c'est vérifiée}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par  $r_x$ , soit par  $r_y$  (selon le cas)

Données :  $r_x=1$  ;  $r_y=1$  ;  $R=3,5$

**IV.5.3 .4Vérification des déplacements inter étage**

**Tableau IV.8 : vérification des déplacements inter étage**

Z (m)	$\delta_{ek}^x$ (cm)	$\delta_{ek}^y$ (cm)	$\delta^x_k$ (cm)	$\delta^y_k$ (cm)	$\Delta^x_k$ (cm)	$\Delta^y_k$ (cm)	$\Delta$ (cm)	Obs
44,54	4,59	8,36	16,065	29,26	1,26	2,38	3,4	Vérifiée
41,14	4,23	7,68	14,805	26,88	1,365	2,52	3,4	vérifiée
37,74	3,84	6,96	13,44	24,36	1,4	2,555	3,4	vérifiée
34,34	3,44	6,23	12,04	21,805	1,435	2,66	3,4	vérifiée
30,94	3,03	5,47	10,605	19,145	1,47	2,695	3,4	vérifiée
27,54	2,61	4,70	9,135	16,45	1,47	2,66	3,4	vérifiée
24,14	2,19	3,94	7,665	13,79	1,47	2,625	3,4	vérifiée
20,74	1,77	3,19	6,195	11,165	1,435	2,555	3,4	vérifiée
17,34	1,36	2,46	4,76	8,61	1,365	2,38	3,4	vérifiée
13,94	0,97	1,78	3,395	6,23	1,19	2,17	3,4	vérifiée
10,54	0,63	1,16	2,205	4,06	1,05	1,82	3,4	vérifiée
7,14	0,33	0,64	1,155	2,24	0,7	1,295	3,06	vérifiée
4,08	0,13	0,27	0,455	0,945	0,455	0,945	4,08	vérifiée

**IV.5.3 .5vérification de l'effort normal réduit après l'augmentation :**

$$v = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}}$$

Avec :  $N_d = G + Q \pm E$  ( art 7.1.3.3) RPA

On doit vérifier que :  $v \leq 0,30$  chaque dégradation la section des poteaux en donne :  $f_{c28} = 30\text{Mpa}$

**Tableau IV.9 : l'effort normal réduit**

Poteau	Nd (KN)	v	Observations
<b>75x75</b>	3439,017	0,20	Ok
<b>65x65</b>	3262,911	0,25	Ok
<b>55x55</b>	2362,545	0,26	Ok
<b>45x45</b>	1530,448	0,25	Ok
<b>35x35</b>	757,886	0,20	Ok

IV.5.3 .6Justification du choix du coefficient de comportement

Dans le système de contreventement mixte assure par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile (système 4.a) ainsi définie par « RPA99 version 2003 »

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitation dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étages.

Dans le sens xx et yy ;

❖ Voiles  $\leq 0,20 w$

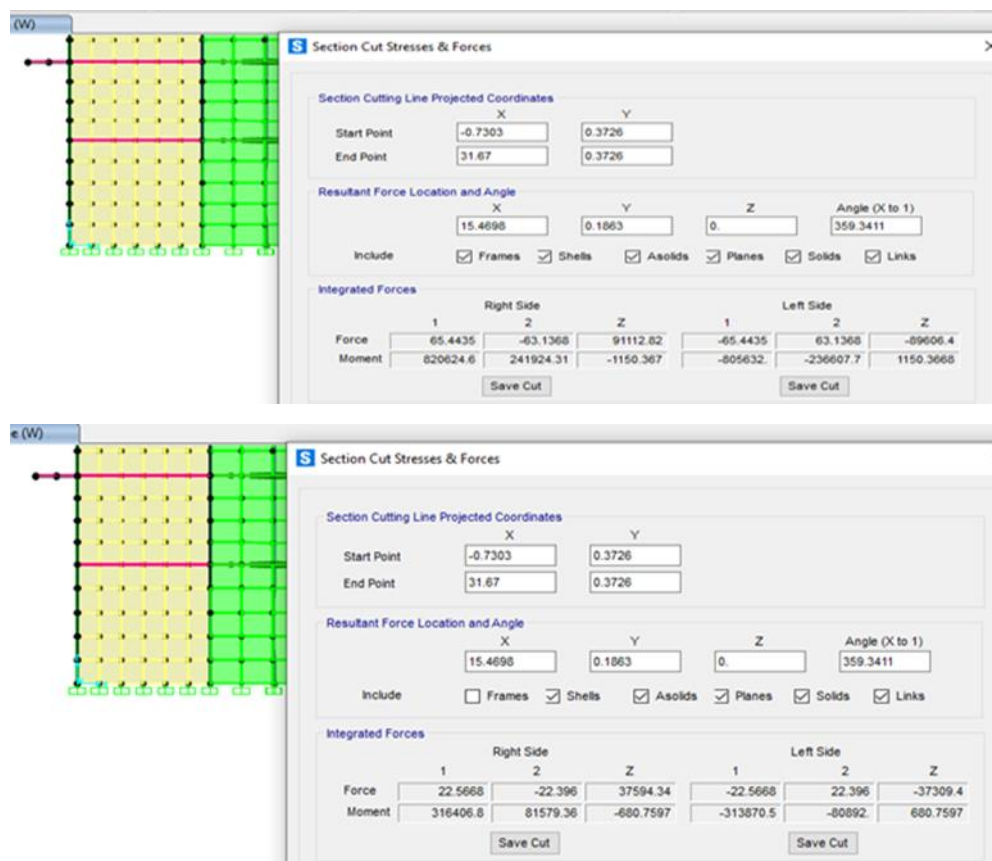


Figure IV.6 : Justification du choix du coefficient de comportement

Voile (%) = 41,26%  $\geq 0,20$  Condition non vérifier

## V.1 INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du CBA 93 et des RPA99 version 2003. Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles

## V.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX

### V.2.1 Introduction

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale). Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

### V.2.2 Combinaisons d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

#### ➤ **Situation durable**

*Béton* :  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 15\text{Mpa}$ .

*Acier*  $\gamma_s = 1,15$  ; Nuance FeE5000 ;  $\sigma_s = 435\text{Mpa}$ .

#### ➤ **Situation accidentelle**

*Béton* :  $\gamma_b = 1,15$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$ .

*Acier* :  $\gamma_s = 1,00$  ; Nuance FeE500 ;  $\sigma_s = 500\text{Mpa}$ .

#### a) **Combinaisons Selon CBA 93**

#### ➤ **Situation durable**

**ELU** : 1,35G+1,5Q

**ELS** : G+Q

**b) Combinassions Selon RPA 99**➤ **Situation accidentelle**

$$G+Q+E$$

$$0,8G\pm E$$

Avec :

**G** : Charges permanentes.

**Q** : Charge d'exploitation.

**E** : Action du séisme.

**V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003**

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

## ➤ Leur pourcentage est limité par :

$$0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \dots \dots \dots \text{Zone courante (Z. C).}$$

$$0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement (Z. R).}$$

Avec :

**A<sub>s</sub>** : La section d'acier.

**B** : Section du béton [cm<sup>2</sup>].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 50Ø en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

**N.B** : On utilise Le logiciel de **SOCOTEC** pour le ferrailage des sections.

V.2.4 Calcul de ferrailage

- Le moment maximum et l'effort correspondant ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

Tableau V.1 : Ferrillages des poteaux ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$M^{\max}$ (kN.m)	$N^{\text{corr}}$ (kN)	Combinaison	Sollicitation	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	75*75	96,54	2011,40	G+Q-EY	SPC	3,12	50,63
1 <sup>er</sup> ,2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup>	65*65	181,92	-781,524	G+Q-EY	SEC	0	38,02
4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> ,6 <sup>ème</sup>	55*55	195,85	-546,672	G+Q-EY	SPC	2,59	27,22
7 <sup>ème</sup> ,8 <sup>ème</sup> ,9 <sup>ème</sup>	45*45	178,76	-709,041	ELU	SPC	4,17	18,22
10 <sup>ème</sup> ,11 <sup>ème</sup> ,12 <sup>ème</sup>	35*35	152,56	-189,302	ELU	SPC	12,88	11,025

- L'Effort normal maximum et le moment correspondant ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

Tableau V.2: Ferrillages des poteaux ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{\max}$ (KN.m)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	Combinaison	Sollicitation	$A_s^{\text{cal}}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{min}}$ (Cm <sup>2</sup> )
RDC	75*75	3851,99	6,70	ELU	SEC	0	50,63
1 <sup>er</sup> ,2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup>	65*65	-3655,50	28,60	ELU	SEC	0	38,02
4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> ,6 <sup>ème</sup>	55*55	-2631,27	91,15	ELU	SEC	0	27,22
7 <sup>ème</sup> ,8 <sup>ème</sup> ,9 <sup>ème</sup>	45*45	-1722,79	90,90	ELU	SEC	0	18,22
10 <sup>ème</sup> ,11 <sup>ème</sup> ,12 <sup>ème</sup>	35*35	-868,70	79,001	ELU	SEC	0	11,025

- L'Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

Tableau V.3: Ferrillages des poteaux ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{\max}$ (KN.m)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	Combinaison	Sollicitation	$A_s^{\text{cal}}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{min}}$ (Cm <sup>2</sup> )
RDC	75*75	154 ,47	51 ,58	0,8G+EY	SPC	3,12	50,63
1 <sup>er</sup> ,2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup>	65*65	187 ,152	110 ,65	0 ,8G+EY	SPC	5,73	38,02
4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> ,6 <sup>ème</sup>	55*55	135,091	130,95	0, 8G-EY	SPC	6,79	27,22
7 <sup>ème</sup> ,8 <sup>ème</sup> ,9 <sup>ème</sup>	45*45	28,60	120,907	0,8G-EY	SPC	6	18,22
10 <sup>ème</sup> ,11 <sup>ème</sup> ,12 <sup>ème</sup>	35*35	-24,21	81,122	0,8G-EY	SPC	5,52	11,025



➤ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4: Choix des armatures des poteaux.**

Niveaux	Sections	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	As <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	75x75	3,12	50,63	12T20+8T16	53 ,78
1 <sup>er</sup> ,2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup>	65x65	5,73	38,02	12T20+4T16	45 ,74
4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> ,6 <sup>ème</sup>	55x55	6,79	27,22	8T16+4T20	28,65
7 <sup>ème</sup> ,8 <sup>ème</sup> ,9 <sup>ème</sup>	45x45	6	18,22	4T20+4T16	20,61
10 <sup>ème</sup> ,11 <sup>ème</sup> ,12 <sup>ème</sup>	35x35	12,88	11,025	8T20	25,13

**V.2.5 vérification vis-à-vis de l'état limite de service**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$  ,  $N_{ser}$ ) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Bétons :  $\sigma_{bc} = 0,6fc28$

Acier

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\sigma_{\bar{s}} = \xi = \text{Min} \left( \frac{1}{3} fe; \text{Max}(0,5fe; 110\sqrt{\eta ftjr}) \right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\sigma_{\bar{s}} = 0,8\xi$

$\eta=1,6$  pour les aciers H.A

➤ L'Effort normal service maximal et le moment correspondant ( $N_{ser}^{max}$  ;  $M_{ser}^{corr}$ ) :

**TableauV.5 : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N_{ser}^{max}$  ;  $M_{ser}^{corr}$ .)**

Niveaux	Sections	N <sup>ser</sup>	M <sup>corr</sup>	As <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	$\sigma_{\bar{s}}$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	obs
RDC	75x75	2802,8	4,84	53 ,78	69,4	250	4,64	18	OK
1 <sup>er</sup> ,2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup>	65x65	2659,166	20,66	45 ,74	90,2	250	6,07	18	OK
4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> ,6 <sup>ème</sup>	55x55	1914,391	65,86	28,65	110,2	250	7,71	18	OK
7 <sup>ème</sup> ,8 <sup>ème</sup> ,9 <sup>ème</sup>	45x45	1253,753	65,70	20,61	124	250	9,05	18	OK
10 <sup>ème</sup> ,11 <sup>ème</sup> ,12 <sup>ème</sup>	35x35	632,829	57,13	25,13	128	250	10,3	18	OK

Tableau V.6 : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M_{ser}^{max}, N_{corr}$ )

Niveaux	Sections	$M^{ser}$	$N_{corr}$	$A_{s}^{adop}$ ( $cm^2$ )	$\sigma_s$	$\sigma_s^-$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}^-$	obs
RDC	75x75	25,50	1749,11	53,78	46,8	250	3,18	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	65x65	112,84	1415,768	45,74	71,4	250	5,04	18	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	55x55	130,97	917,42	28,65	92,1	250	6,83	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	45x45	129,48	516,20	20,61	136,3	250	11,6	18	OK
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup>	35x35	110,07	138,82	25,13	148,2	250	16,9	18	OK

Tableau V.7: Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N_{ser}^{min}$  ;  $M_{ser}^{corr}$ .)

Niveaux	Sections	$N^{min}$	$M^{corr}$	$A_{s}^{adop}$ ( $cm^2$ )	$\sigma_s$	$\sigma_s^-$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}^-$	obs
RDC	75x75	947,824	11,8	53,78	25,1	250	1,69	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	65x65	6337,07	26,73	45,74	26,6	250	1,84	18	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	55x55	397,003	34,31	28,65	30,6	250	2,21	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	45x45	207,76	34,7	20,61	39	250	3,1	18	OK
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup>	35x35	53,165	19,52	25,13	29,8	250	3,1	18	OK

### V.2.6 Vérification de l'effort tranchant

#### a) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_{\mu} = \frac{v_{max}}{b_0 d} \leq \tau_{\bar{\mu}}$$

$\tau_{\mu}$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b_0$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_{\mu}$  : Contrainte de cisaillement.

$\tau_{\bar{\mu}}$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

#### b) Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$\tau_{\bar{\mu}} = \text{Min}(0,13 f_c 28,5 \text{ Mpa}) \dots \dots \dots$  Fissuration peu nuisible.

$\tau_{\bar{\mu}} \text{Min}(0,10 f_c 28,5 \text{ Mpa}) \dots \dots \dots$  Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

#### c) Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\tau_{\bar{\mu}} = \rho d f_c 28$$

$\rho d = 2,5 \dots \dots \dots$  si l'élanement  $\lambda \geq 5$

$\rho d = 3,75 \dots \dots \dots$  si l'élanement  $\lambda \leq 5$

Avec :

$\lambda$ : L'élancement du poteau.

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.8 : Vérification de la contrainte du cisaillement dans les poteaux.**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	Vu (kN)	Combinaison	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	RPA (MPa)	Vérification
RDC	75x75	34,95	G+Q-EY	0,064	3,808	0,040	1,20	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	65x65	104,98	G+Q-EY	0,269	3,295	0,040	1,20	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	55x55	111,83	G+Q-EY	0,476	2,38	0,040	1,20	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	45x45	101,463	ELU	0,531	/	/	3,90	OK
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup>	35x35	86,211	ELU	0,758	/	/	3,9	OK

### V.2.7 Les armatures transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

➤ Selon CBA 93

$$\begin{cases} St \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \emptyset t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \emptyset l\right) \\ \frac{Atfe}{bS} \geq \text{Max}\frac{\tau\mu}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \end{cases}$$

**At** : Section d'armatures transversales.

**b**: Largeur de la section droite.

**h**: Hauteur de la section droite.

**St** : Espacement des armatures transversales.

**$\emptyset t$**  : Diamètre des armatures transversales.

**$\emptyset l$**  : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ Selon le RPA99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V u}{h f_e}$$

Avec :

**A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales. **S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.

**T<sub>u</sub>** : Effort tranchant à l'ELU.

**f<sub>e</sub>** : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

**h** : Hauteur totale de la section brute.

**ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots si \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq 10cm \dots \dots \dots Zone nodale (zone III). \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t \dots \dots \dots Zone courante (zone III). \right) \end{cases}$$

**Ø<sub>I</sub>** : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimal  $e = \frac{A_t}{bS}$  en (%) est donnée comme suite

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots si \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs ites précédente } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**λ<sub>g</sub>** : L'élanement géométrique du poteau  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

**a** : Dimension de la section droite du poteau.

**L<sub>f</sub>** : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 500\text{MPa}$  (FeE50).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.9 : Espacement maximales selon RPA99version2003 pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodal	Zone courante
RDC	75x75	12T20+8T16	16	10	16
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	65x65	12T20+4T16	16	10	16
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	55x55	8T16+4T20	16	10	16
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	45x45	4T20+4T16	16	10	16
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup>	35x35	8T20	20	10	20

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.10: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>r</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> (kN)	Zone	St (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> adp (cm <sup>2</sup> )
RDC	75x75	2,86	3,808	3,75	34,95	N	10	0,34	4,5	10T10	7,85
						C	16	0,55	7,2	10T10	7,85
1 <sup>er</sup>	65x65	2,142	3,29	3,75	104,98	N	10	1,21	4,6	10T10	7,85
						C	16	1,93	7,4	10T10	7,85
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	55x55	2,38	4,32	3,75	111,83	N	10	1,52	2,58	6T10	4,712
						C	16	2,43	4,13	6T10	4,712
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	45x45	2,38	5,8	2,5	101,463	N	10	1,12	1,35	4T10	3,142
						C	16	1,80	2,1	4T10	3,142
10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup>	35x35	2,38	6,8	2,5	86,211	N	10	1,23	1,05	4T10	3,142
						c	16	1,97	1,68	4T10	3,142

**V.2.8 Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub>=50Øl en zone III.

Ø=20mm.....L<sub>r</sub>100=cm

Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm

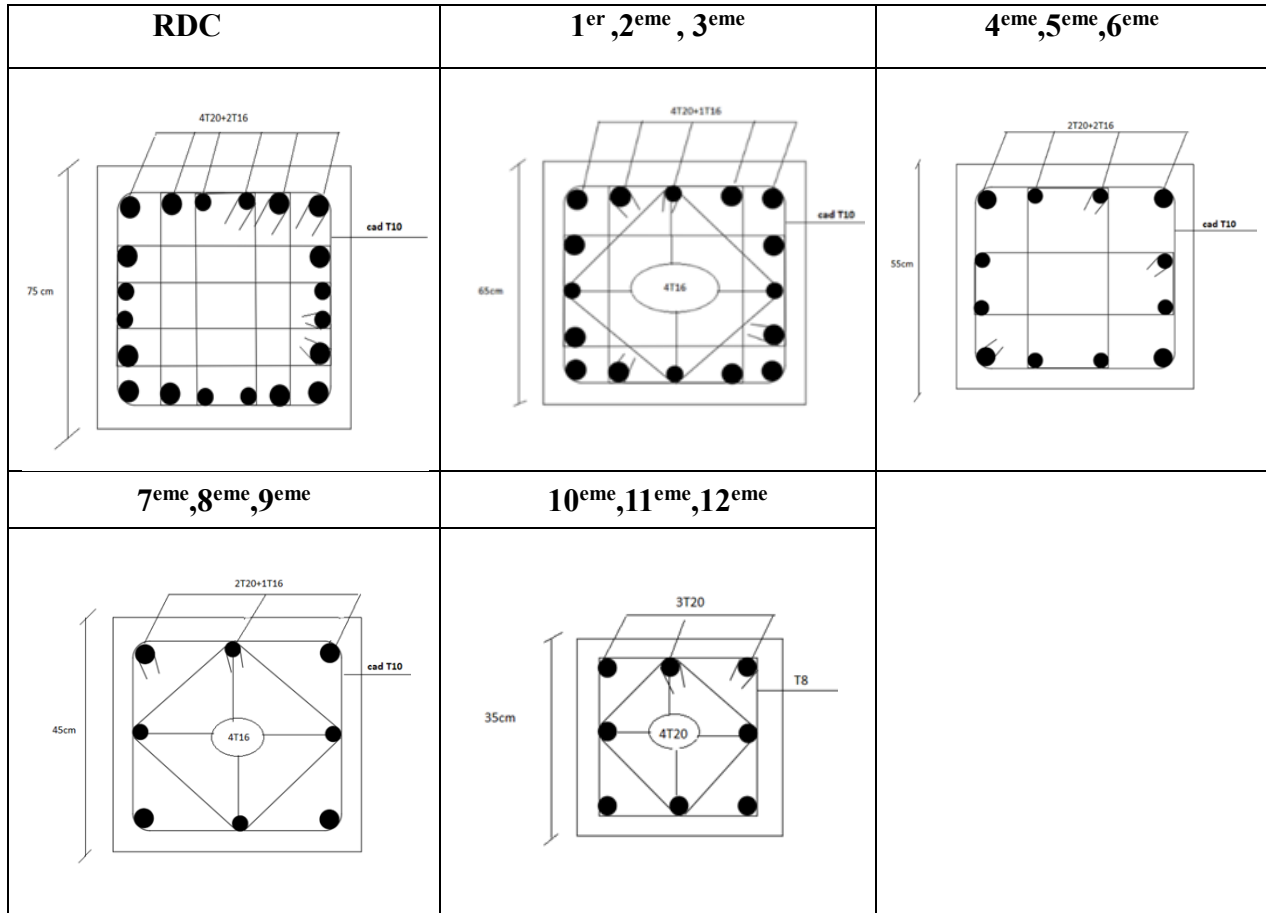


Figure IV.1 : schéma de ferrailage des poteaux

### V.3 FERRAILLAGE DES POUTRES

#### V.3.1 Introduction

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe1) On fait le calcul pour les situations de CBA 93 et RPA 99 version 2003 :

#### V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement. Chapitre 05 FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### V.3.3 Calcul de ferrailage

##### a) Les poutres principales

**Tableau V.11: Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	Combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
RDC	30x45	Travée	123,04	0,8G+EX	6,48	0
		Appui	147,42	G+Q-EX	7,87	0
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup>	30x45	Travée	293,0131	0,8G+EY	17,34	0
		Appui	-318,675	G+Q-EX	19,29	0
Terrasse	30x45	Travée	252,16	08G+EX	14,44	0
		Appui	-272,016	G+Q-EX	15,82	0

b) Les poutres secondaires

Tableau V.12: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	Combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
RDC	30x40	Travée	109,80	G+Q+EY	6,67	0
		Appui	-113,87	G+Q-EY	6,94	0
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	248,44	G+Q+EY	17,23	0
		Appui	303,195	G+Q-EY	22,52	0
Terrasse	30x40	Travée	226,707	G+Q+EY	15,33	0
		Appui	-248,97	G+Q-EY	17,28	0

V.3.4 Choix des armatures

a) Les poutres principales

Tableau V.13 : choix final des armatures des poutres principales.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z.C (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z.r (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	As'
1 <sup>er</sup>	30x45	Travée	123,04	54	81	6,75	6,48	3T20	9,42	3T20
		Appui	-147,42				7,87	3T20	9,42	3T20
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup>	30x45	Travée	293,0131	54	81	6,75	17,34	3T20+3T20	18,85	3T20
		Appui	-318,675				19,29	3T20+2T20+1T25	20,62	3T20
Terrasse	30x45	Travée	252,16	54	81	6,75	14,44	3T20+3T16	15,46	3T20
		Appui	-272,016				15,82	3T20+2T20+1T16	17,72	3T20



b) Les poutres secondaires

Tableau V.14 : choix final des armatures des poutres secondaires.

Niveaux	Section (cm2)	Position	M <sub>max</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z.C (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z.r (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '
1 <sup>er</sup>	30x40	Travée	109,80	48	72	6	6,67	3T20	9,42	3T20
		Appui	-113,87				6,94	3T20	9,42	3T20
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	248,44	48	72	6	17,23	3T20+3T20	18,85	3T120
		Appui	303,195				22,52	3T20+3T25	23,47	3T20
Terrasse	30x40	Travée	226,707	48	72	6	15,33	3T20+3T16	15,46	3T20
		Appui	-248,97				17,28	3T20+2T20+1T16	17,72	3T20

V.3.5 Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{tj}}{f_e} \dots\dots\dots (A.4.2)$$

Tableau V.15: Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm2)	A <sub>s</sub> <sup>chois</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cnf</sup> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x45	9,42	1,34	Vérifiée
30x40	9,42	1,19	Vérifiée

V.3.6 Vérification vis a vis de l'Els

Les contraintes sont calculées a l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par

**Bétons :**

$$\sigma_{b\bar{c}} = 0,6f_c28$$

**Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\sigma_{\bar{s}} = \xi = \text{Min} \left( \frac{1}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj} r}) \right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\sigma_{\bar{s}} = 0,8\xi$

$\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Tableau V16: Vérification des poutres (30X45) à l'ELS.

Niveaux	Section (cm2)	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	$\sigma_s$	$\sigma_s^-$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Vérification
1 <sup>er</sup>	30x45	Travée	39,02	36,7	250	3,71	18	Vérifier
		Appui	-76,22	71,7	250	0	18	Vérifier
2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> ,7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> ,9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> ,11 <sup>ème</sup>	30x45	Travée	66,27	57,3	250	5,13	18	Vérifier
		Appui	-158,25	135,1	250	0	18	Vérifier
Terrasse	30x45	Travée	60,21	58,9	250	5,34	18	Vérifier
		Appui	-154,14	134,3	250	0	18	Vérifier

Tableau V.17: Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.

Niveaux	Section (cm2)	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	$\sigma_s$	$\sigma_s^-$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Vérification
1 <sup>er</sup>	30x40	Travée	27,98	31,1	250	3,29	18	Vérifier
		Appui	-27,58	30,7	250	0	18	Vérifier
2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> ,7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> ,9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> ,11 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	83,10	86,2	250	7,98	18	Vérifier
		Appui	-172,55	174,4	250	0	18	Vérifier
Terrasse	30x40	Travée	65,62	69,6	250	6,65	18	Vérifier
		Appui	-141,26	147,5	250	0	18	Vérifier

### V.3.7 Vérification de l'effort tranchant

#### 1) Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que

$$\tau_{\mu} = \frac{v_{max}}{b_0d} \leq \tau_{\bar{\mu}}$$

$$\tau_{\bar{\mu}} = \text{Min}(0,10f_c 28,4 \text{Mpa}) = 3 \text{Mpa}$$

## a) Les poutres principales (30x45)

Tableau V.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	V <sup>max</sup> (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	Verification
1 <sup>er</sup>	30x45	190,86	1,60	3	OK
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup>	30x45	281,402	2,207	3	OK
Terrasse	30x45	235,105	1,844	3	OK

## b) Les poutres secondaires (30x40)

Tableau V.19: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	V <sup>max</sup> (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	Verification
1 <sup>er</sup>	30x40	101,76	0,969	3	OK
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup>	30x40	205,23	1,824	3	OK
Terrasse	30x40	172,591	1,534	3	OK

## 2) Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ( $f_e=500$ MPa).

➤ Selon CBA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{At}{bo St} \geq \frac{\tau u - 0,3ftjK}{0,8fe} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ St \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{Atfe}{bo St} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau u}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \end{array} \right.$$

➤ Selon le RPA 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} At = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; \phi l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi l; \frac{b}{10}\right) = 1,28 \quad \text{On prend : } \phi t = 8\text{mm}$$

Tableau V.20 : Calcul des armatures transversales poutre principal.

Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	Vu(kN)	τu (MPa)	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm) ZC	S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	S <sub>t</sub> (cm) ZN		
1 <sup>er</sup>	30x45	190,86	1,60	22,5	11,25	20	10	1,8	4T8
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup>	30x45	281,402	2,207	22,5	11,25	20	10	1,8	4T8
Terrasse	30x45	235,105	1,844	22,5	11,25	20	10	1,8	4T8

Tableau V.21: Calcul des armatures transversales poutre secondaires.

Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm) ZC	S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	S <sub>t</sub> (cm) ZN		
1 <sup>er</sup>	30×40	101,76	0,969	20	10	20	10	1,8	4T8
2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> ,5 <sup>ème</sup> ,6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> ,8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> ,11 <sup>ème</sup>		205,23	1,824	20	10	20	10	1,8	4T8
Terrasse		172,591	1,534	20	10	20	10	1,8	4T8

**V.3.8 Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub> = 50×Øl (zone III)

- Ø=25mm                      L<sub>r</sub>=125cm
- Ø=20mm                      L<sub>r</sub>=100cm
- Ø=16mm                      L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=14mm                      L<sub>r</sub>=70cm
- Ø=12mm                      L<sub>r</sub>=60cm

**V.3.9 Vérification de la flèche**

$$f = f_v - f_t \leq f^r$$

$$f = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad Si \quad L \geq 5m$$

$$f = 0,5 + \frac{L}{500} \quad Si \quad L \leq 5m$$

$$f = 0,5 + \frac{L}{500} = 0,5 + \frac{4,95}{500} = 1,49cm \quad Si \quad L = 4,95m \leq 5m$$

$$f = 0,5 + \frac{L}{500} = 0,5 + \frac{4,80}{500} = 1,46cm \quad Si \quad L = 4,80m \leq 5m$$

Où : L = portée de la poutre h = hauteur de la section

➤ **D'après CBA 93**

On doit vérifier

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10. E_i. I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10. E_v. I_{fv}}$$

Avec :

➤  $I_{fi} = \frac{I}{1+\mu\lambda_i}$

➤  $I_{fv} = \frac{I}{1+\mu\lambda_v}$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 ft28}{4\rho\sigma_s + ft28} \quad \text{si } \mu < 0 \text{ on prend } \mu = 0$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A d}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15[As(d - y)^2 + AS'(d' - y)^2].$$

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

$$\rho = A_s / (b.d) .$$

$$\lambda_i = (0,05.ft28)/\rho(2+3b_o/b) .$$

$$\lambda_v = (0,02.ft28)/\rho(2+3b_o/d) = 2/5 \lambda_i$$

$$E_v = 1/3 E_i$$

$$E_i = 34179,558 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 11393,18 \text{ Mpa}$$

**Tableau V.22 : Vérification de la flèche de la poutre principale et secondaire.**

Langueur (m)	Mser (kN.m)	A <sup>adps</sup> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub>	ρb	σ <sub>s</sub>	μ	F <sub>i</sub> (cm)	F <sub>v</sub> (cm)	Δft (cm)	f̄ (cm)	obs
4,095	66,27	18,85	232672,5	0,015	1,6	0,64	8,86	-0,43	0,412	0,612	0,2	1,49	Ok
4,95	158,25	20,62	232672,5	0,016	1,5	0,6	18,94	-0,162	1,23	1,46	0,23	1,49	Ok
4,8	83,10	18,85	163840	0,017	1,41	0,564	12,24	-0,29	0,34	1,02	0,68	1,46	Ok
4,8	172,55	23,47	163840	0,021	1,14	0,456	20,42	-0,02	0,70	2,1	1,4	1,46	Ok

*Poutres principales.*

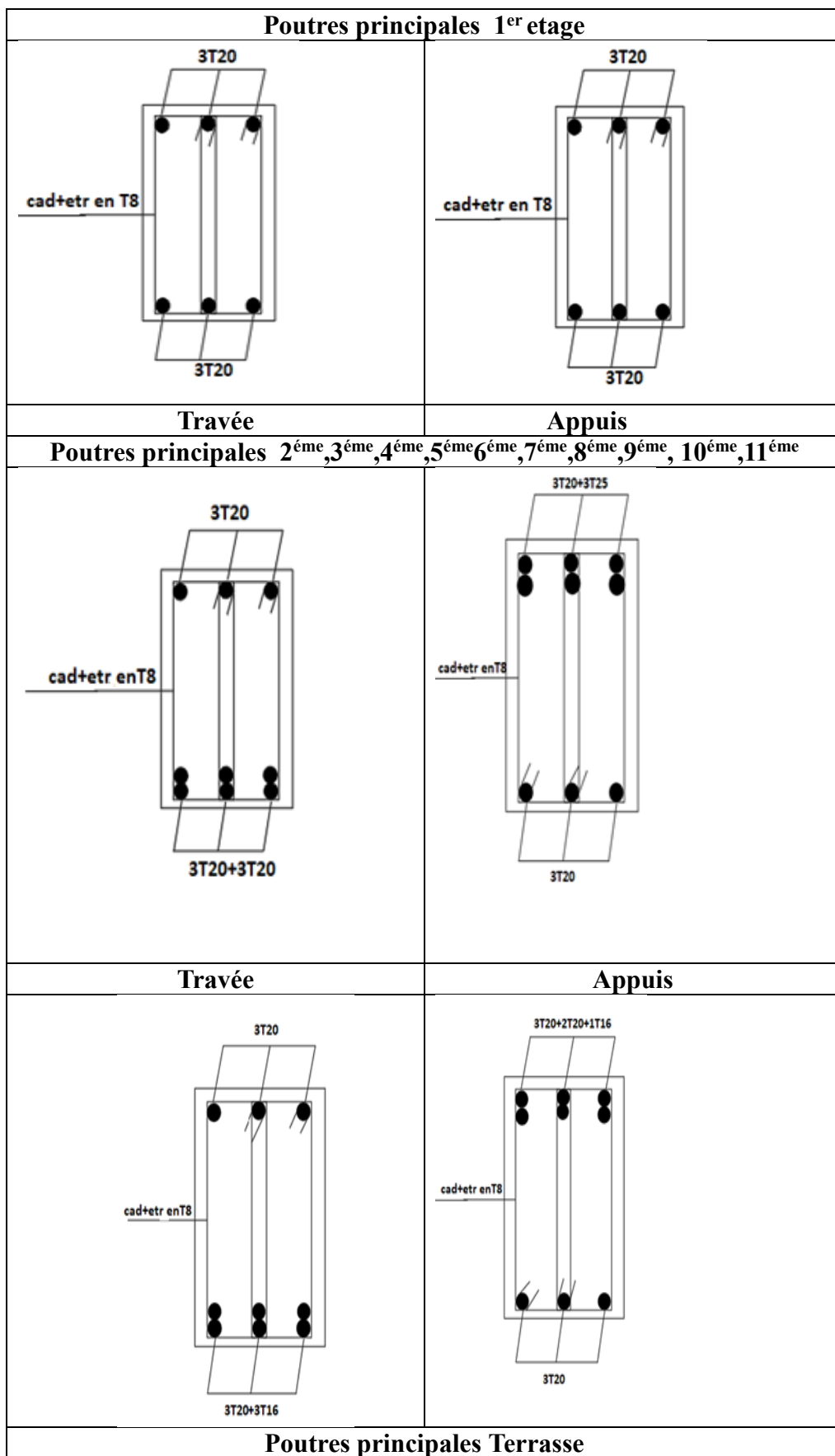


Figure IV.2 : Ferrailage Poutres principales.

Poutres secondaires

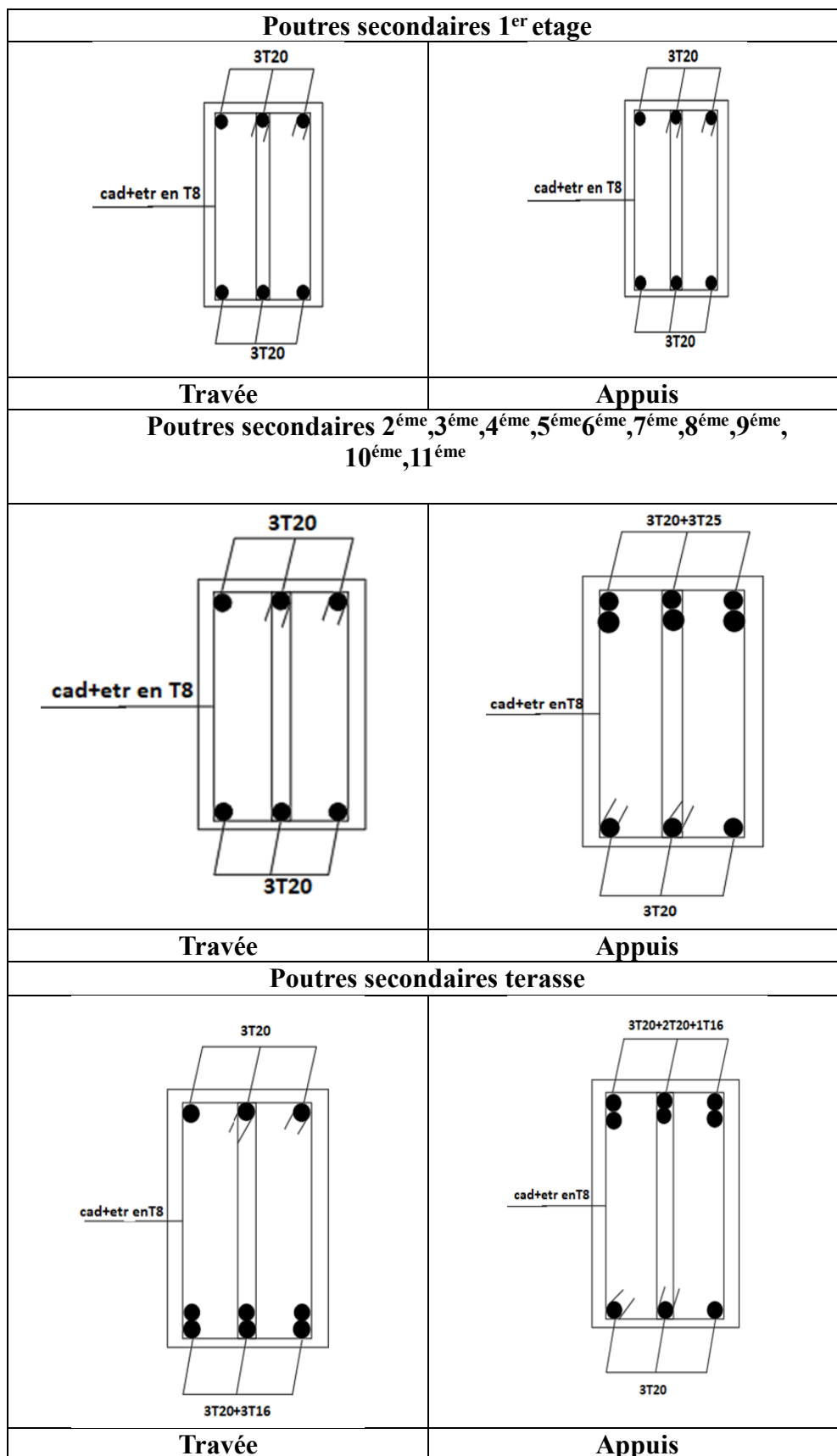


Figure IV.3: Ferrailage Poutres secondaire.



## V.4 FERRAILLAGE DES VOILES

### V.4.1 Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant, les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du a la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique

### V.4.2 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charge horizontales (séisme), on distingue différent Types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

### V.4.3 Ferrailage des voiles

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les Engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons Comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

### V.4.4 Combinaison

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003) les combinaisons a considéré dans notre cas sont les suivantes

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$
- $0.8G - E$

#### V.4.5 Prescriptions imposées par RPA99/2003 [1]

##### 1) Aciers verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99 version 2003 et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ( $L/10$ ), cet espacement doit être inférieur ou égal à 20 cm ( $st < 20\text{cm}$ ).
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### V.4.6 La méthode de calcul

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à ( $135^\circ$ ) ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

#### V.4.7 Règles générales

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$St \leq 1.5 \times e \rightarrow St \leq 1.5 \times 20 \rightarrow St \leq 30\text{cm avec } e : \text{épaisseur du voile.}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

- Les diamètres des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à  $40\varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- $20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

#### V.4.8 La méthode de calcul

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, le calcul des armatures verticales qui constituent les armatures longitudinales sera mené avec la méthode des contraintes

**Avec :**

$$\sigma^{\max} = \frac{p}{s} + \frac{M.v}{I}$$

$$\sigma^{\min} = \frac{p}{s} - \frac{M.v}{I}$$

**Avec :**

$$v = v' = \frac{L}{2}$$

**P** : effort normal appliqué.

**M** : moment fléchissant appliqué.

**S** : section du voile.

**V** : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

**I** : moment d'inertie

#### **On distingue 3 cas**

1. Si  $(\sigma^{\min} \text{ et } \sigma^{\max}) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée c'est-à-dire pas de zone tendue, la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A99 (version 2003)  $A_{\min} = 0.15\% \cdot e \cdot L$

2. Si  $(\sigma^{\min} \text{ et } \sigma^{\max}) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue c'est-à-dire pas de zone comprimée, on calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticale

3.  $A_v = F_t / f_e$ , on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99(version2003).

4. Si :  $A_v < A^{\min} = 0.15\% \cdot e \cdot L$ , on ferraille avec la section minimale.

5. Si :  $A_v > A^{\min}$  , on ferraille avec  $A_v$ .
6. Si ( $\sigma^{\min}$  et  $\sigma^{\max}$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

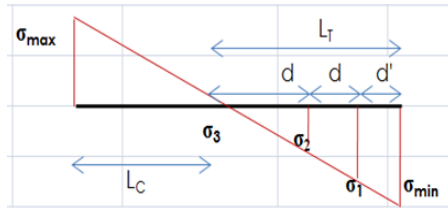


Figure IV.4 : schéma des contrainte

### V.4.9 Ferrailage

Les longueurs tendue et comprimée seront déduites à partir de la tangente du diagramme des contraintes tout en vérifiant la largeur maximale de la bande « d » pour chaque voile avec la formule

#### a) Ferrailage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de  $d \leq \min [ h_c/2 ; 2 L_C /3 ]$  avec :  $L_C$  : Longueur comprimée

Ces armatures doivent reprendre les efforts de cisaillement

- La partie tendue du voile sera reprise en totalité par les aciers
- La section minimale d'acier est donnée par

$$A_{\min \text{ BAEL}} = \frac{S \cdot f_{t28}}{f_e} \quad S \text{ section de la bande tendue du béton}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad B \text{ Section globale tendue}$$

$$\gamma_b = 1,15; \quad \gamma_s = 1,0; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \quad c = 2,5^{\text{cm}} \text{ (enrobage)}; \quad f_e = 500 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 500 \text{ MPa}; \quad f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}; \quad f_{bu} = 22,17 \text{ MPa}.$$

➤ Voile 1

Tableau V.24: Ferrailage des voiles V1.

Voile	L (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m)	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma^{\max}$ (Mpa)	$\sigma^{\min}$ (Mpa)	M (kN.m)	P(kN)	L <sub>C</sub>	L <sub>T</sub> (m)
V1 <sup>Rdc</sup>	4,55	1,30	2,275	0,2	3,116	12188,61	7440,78	13458,426	3074,221	2,83	1,72
V1 <sup>3<sup>ème</sup></sup>	4,55	1,30	2,275	0,2	3,116	5953,78	2324,81	5676,024	2349,756	3,27	1,28
V1 <sup>6<sup>ème</sup></sup>	4,55	1,30	2,275	0,2	3,116	3116,46	581,35	2535,3177	1641,479	3,83	0,72

➤ Voile 4

Tableau V.25 : Ferrailage des voiles voile V4.

Voile	L (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m)	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma^{\max}$ (MPa)	$\sigma^{\min}$ (MPa)	M (kN.m)	P(n)	L <sub>C</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)
V4 <sup>Rdc</sup>	5,60	1,505	2,80	0,20	5,3913	7079,72	11128,04	17529,189	3046,363	3,42	2,18
V4 <sup>3<sup>ème</sup></sup>	5,60	1,505	2,80	0,20	5,3913	3984,53	468,87	4287,43	2645,53	5,01	0,59
V4 <sup>6<sup>ème</sup></sup>	5,60	1,505	2,80	0,20	5,3913	6336,62	3189,20	9170,81	2368,43	3,73	1,87

➤ Voile Ascenseur

Tableau V.26: Ferrailage des voiles Vasc.

Voile	L (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m)	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma^{\max}$ (MPa)	$\sigma^{\min}$ (MPa)	M (kN.m)	P(n)	L <sub>C</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)
Vasc <sup>Rdc</sup>	3,125	0,8175	1,56	0,20	0,7611	11618,5656	10042,04	5275,48	644,401	1,67	1,44
Vasc <sup>3<sup>ème</sup></sup>	3,125	0,8175	1,56	0,20	0,7611	6601,265	4535,2859	2712,329	844,469	1,85	1,272
Vasc <sup>6<sup>ème</sup></sup>	3,125	0,8175	1,56	0,20	0,7611	4104,12	2400,62	1584,24	696,313	1,97	1,15

➤ La section minimale d'acier est donnée par

**Choix armatures verticales**

$$A_{\min \text{ BAEL}} = \frac{S \cdot f_{t28}}{f_e} \quad S \text{ section de la bande tendue du béton}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.20\% \times e \times L_t$$

**Tableau V.27 : Choix d'armature des voiles du sens X-X**

Voile	Les bandes	D(m)	$\sigma$ (Mpa)	N (kN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min \text{ BAEL}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min \text{ RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
V1 <sup>Rdc</sup>	1 <sup>ère</sup> bande	0,55	5068,00	687,98	13,76	5,28	2,20	8T12+4T14	15,21
	2 <sup>ème</sup> bande	1,17	0	595,36	11,91	11,28	4,70	12T12	13,57
V1 <sup>3ème</sup>	1 <sup>ère</sup> bande	0,55	1324,11	200,69	4,01	5,28	2,20	4T12+8T10	10,81
	2 <sup>ème</sup> bande	0,73	0	96,36	1,93	6,99	2,91	12T10	9,425
V1 <sup>6ème</sup>	1 <sup>ère</sup> bande	0,55	134,37	39,36	0,79	5,28	2,20	12T10	9,425
	2 <sup>ème</sup> bande	0,17	0	2,22	0,04	1,59	0,66	12T10	9,425

**Tableau V.28: Choix d'armature des voiles du sens X-X Y-Y.**

Voile	Les bandes	D (m)	$\sigma$ (Mpa)	N (kn)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min \text{ BAEL}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min \text{ RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
V4 <sup>Rdc</sup>	1 <sup>ère</sup> bande	0,55	5291,45	680,41	13,61	5,28	2,20	12T12	13,57
	2 <sup>ème</sup> bande	1,63	0	861,16	17,22	15,62	6,51	16T12	18,1
V4 <sup>3ème</sup>	1 <sup>ère</sup> bande	0,55	2253,63	299,36	5,99	5,28	2,20	4T12+8T10	10,81
	2 <sup>ème</sup> bande	1,32	0	96,36	5,97	12,52	5,30	16T10	12,57
V4 <sup>6ème</sup>	1 <sup>ère</sup> bande	0,55	31,49	27,52	0,55	5,28	2,20	12T10	9,425
	2 <sup>ème</sup> bande	0,04	0	0,12	0	0,38	0,16	16T10	12,57

## ➤ Le voile ascenseur (type bouts de voile)

Tableau V.29: Choix d'armature des voiles du sens Y-Y.

Voile	Les bandes	D (m)	$\sigma$ (Mpa)	N (kn)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
Vasc <sup>Rdc</sup>	1 <sup>ère</sup> bande	0,55	6229,78	894,95	17,90	5,28	2,20	12T14	18,47
	2 <sup>ème</sup> band	0,90	0	559,92	11,20	8,63	3,60	10T12	11,31
Vasc <sup>3ème</sup>	1 <sup>ère</sup> bande	0,55	2575,25	391,08	7,82	5,28	2,20	4T12+8 T10	10,81
	2 <sup>ème</sup> bande	0,72	0	186,10	3,72	6,94	2,89	10T10	7,85
Vasc <sup>6ème</sup>	1 <sup>ère</sup> bande	0,55	1255,77	201,10	4,02	5,28	2,20	12T10	9,42
	2 <sup>ème</sup> bande	0,04	0	75,76	1,52	5,79	2,41	10T10	7,85

Tableau V.30: Choix d'armature des voiles du sens Y-Y.

Voile	Les bandes	D (m)	$\sigma$ (Mpa)	N(kn)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
Vasc <sup>Rdc</sup>	1 <sup>ère</sup> bande	0,30	7962,63	540,14	10,80	2,88	1,2	10T12	11,31
	2 <sup>ème</sup> bande	1,15	0	914,73	18,29	11,03	4,60	12T14	18,47
Vasc <sup>3ème</sup>	1 <sup>ère</sup> bande	0,30	3466,18	240,04	4,80	2,88	1,20	10T10	7,85
	2 <sup>ème</sup> bande	0,79	0	337,13	6,74	9,34	3,90	12T12	13,57
Vasc <sup>6ème</sup>	1 <sup>ère</sup> bande	0,3	1776,15	125,30	2,51	2,51	1,20	10T10	7,85
	2 <sup>ème</sup> bande	1,63	0	151,56	3,03	3,03	3,41	12T10	9,425

**Armatures horizontales**

➤  $A_{H \text{ BAEL}} = \frac{A_v}{H}$

➤  $A_{H \text{ RPA}} = 0,15\% \cdot B_{\text{voile}}$

**Tableau V.31 : armateur horizontales voile 1.**

Voile	$A_{H \text{ BAEL}}$	$A_{H \text{ RPA}}$
$V_1^{\text{Rdc}}$	3,97	4,27
$V_1^{\text{3ème}}$	3,43	4,27
$V_1^{\text{6ème}}$	3,20	4,27

**Tableau V.32: armateur horizontales voile 4.**

Voile	$A_{H \text{ BAEL}}$	$A_{H \text{ RPA}}$
$V_4^{\text{Rdc}}$	4,10	4,03
$V_4^{\text{3ème}}$	3,63	4,03
$V_4^{\text{6ème}}$	2,88	4,03

**Tableau V.33 : armateur horizontales voile ascenseur.**

Voile	$A_{H \text{ BAEL}}$	$A_{H \text{ RPA}}$
$V_{\text{asc}}^{\text{Rdc}}$	4,05	3,92
$V_{\text{asc}}^{\text{3ème}}$	3,57	3,92
$V_{\text{asc}}^{\text{6ème}}$	2,88	3,92

**Tableau V.34: armateur horizontales voile ascenseur.**

Voile	$A_{H \text{ BAEL}}$	$A_{H \text{ RPA}}$
$V_{\text{asc}}^{\text{Rdc}}$	3,92	4,05
$V_{\text{asc}}^{\text{3ème}}$	3,11	3,92
$V_{\text{asc}}^{\text{6ème}}$	2,88	3,92



**V.4.10 Vérification de la contrainte de cisaillement dans les trumeaux et les linteaux**

$$\tau \leq \tau b^- = 0,2fc28 \quad (7.7.2)$$

Où  $\tau b = \frac{V}{b0d}$  avec  $V=1,4V_{calcul}$

**b<sub>0</sub>** : épaisseur du linteau ou de voile

**d** : hauteur utile =0,9h

**h** : hauteur totale de la section brute

**Tableau V.35: vérification les contraintes de cisaillement des voiles.**

Voile	V <sub>calcul</sub> (Mn)	1,4V <sub>calcul</sub> (Mn)	B <sub>0</sub> (m)	H (m)	d (m)	τ (Mpa)	τ <sub>adm</sub> (Mpa)	Vérification
V <sub>1</sub>	1,020	1,426	0,20	4,55	4,095	1,743	6	Vérifiée
V <sub>4</sub>	1,161	1,625	0,20	5,60	5,040	1,612	6	Vérifiée
V <sub>acn</sub>	0,83	1,16	0,20	3,125	2,813	2,06	6	Vérifiée

**Tableau V.36 : vérification les contraintes de cisaillement des linteaux.**

Voile	V <sub>calcul</sub> (Mn)	1,4v <sub>calcul</sub> (Kn)	b <sub>0</sub> (m)	h (m)	d (m)	τ (Mpa)	τ <sub>adm</sub> (Mpa)	Vérification	0,06fc28	Conclusion
Lin <sup>Rdc</sup>	1,234	1,72	0,2	2,4	2,16	3,98	6	Vérifiée	1,8	Armateurs diagonale
Lin <sup>3<sup>ème</sup></sup>	0,862	1,20	0,2	1,7	1,53	3,92	6	Vérifiée	1,8	Armateurs diagonale
Lin <sup>6<sup>ème</sup></sup>	0,616	0,862	0,2	1,7	1,53	2,82	6	Vérifiée	1,8	Armateurs diagonale

➤ Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule

$$A_d = \frac{v}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :

$$\text{tng} \alpha = \frac{h-2d'}{l}$$

$$A_l = A_l' \geq 0,0015bh$$

$$A_c \geq 0,020bh$$

$$A_d \geq 0,0015bh \text{ si } \tau_b > 0,06fc28$$

$$A_t \geq 0,0015bs \text{ si } \tau_b \leq 0,025fc28$$

$$A_d = 0 \text{ si } \tau_b \leq 0,06fc28$$

$$A_t \geq 0,0025bs \text{ si } \tau_b > 0,025fc28$$

Tableau V.37: choix de ferrailage linteaux.

Linteau	$A_d$	Choix	$A_t = A_t'$	Choix	$A_c$	Choix
<b>Lin<sup>Rdc</sup></b>	17,12	6T20	7,2	4T16	9,6	10T12
<b>Lin<sup>3<sup>ème</sup></sup></b>	14,37	4T20+2T16	5,1	4T16	6,8	10T12
<b>Lin<sup>6<sup>ème</sup></sup></b>	10,44	6T16	5,1	4T14	6,8	10T12

Ferrailage linteaux

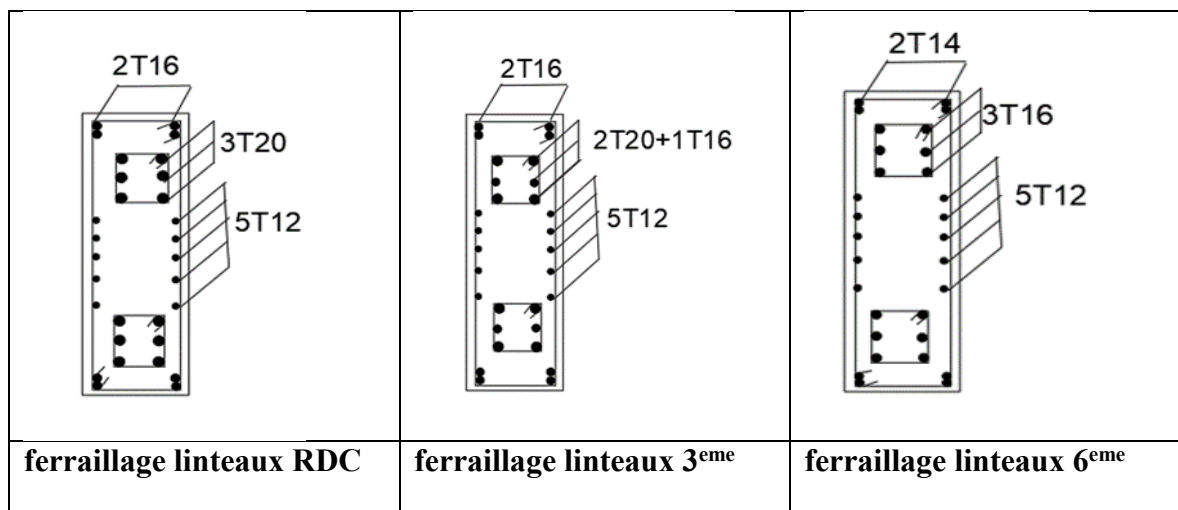


Figure IV.5 : Ferrailage linteaux

Schéma de ferrailage de voile V1

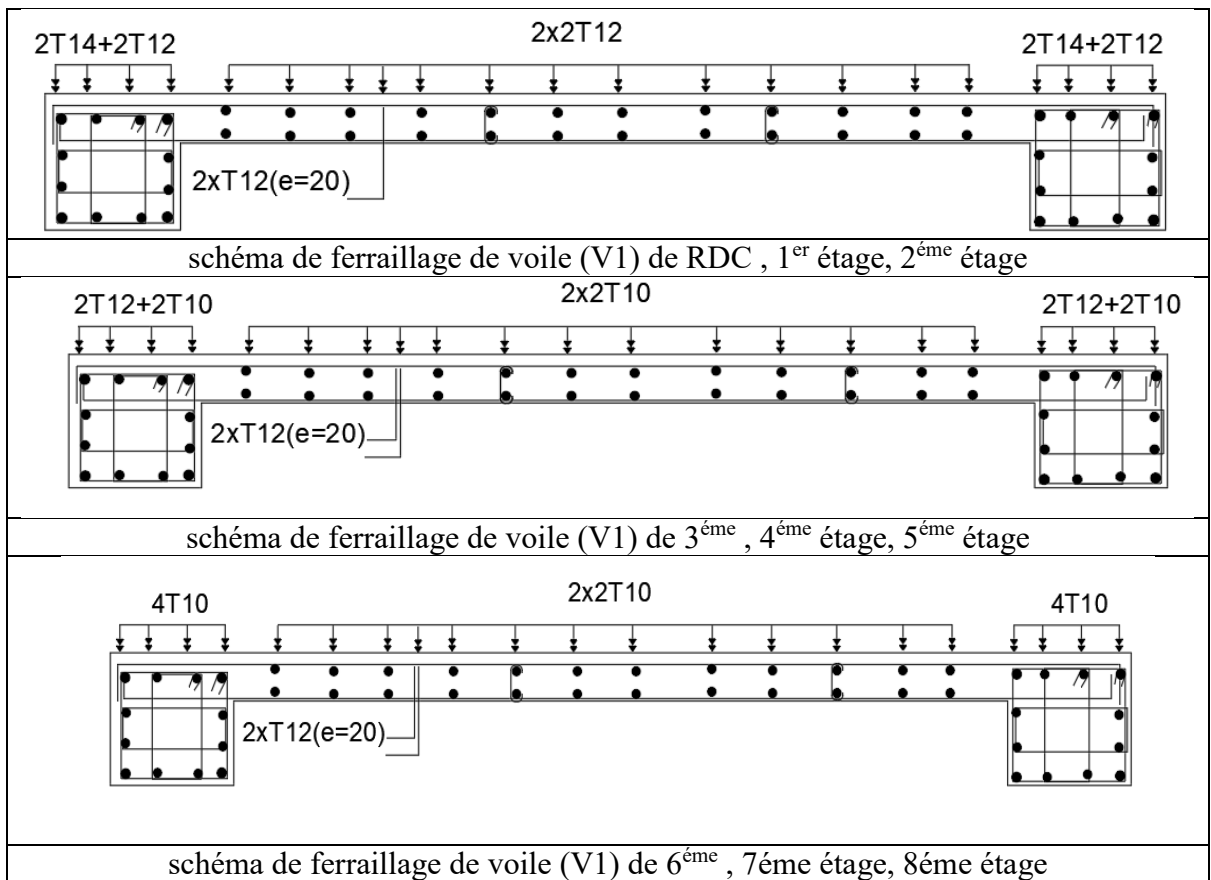


Figure IV.6 : Schéma de ferrailage de voile V1

Schéma de ferrailage de voile V ascenseur

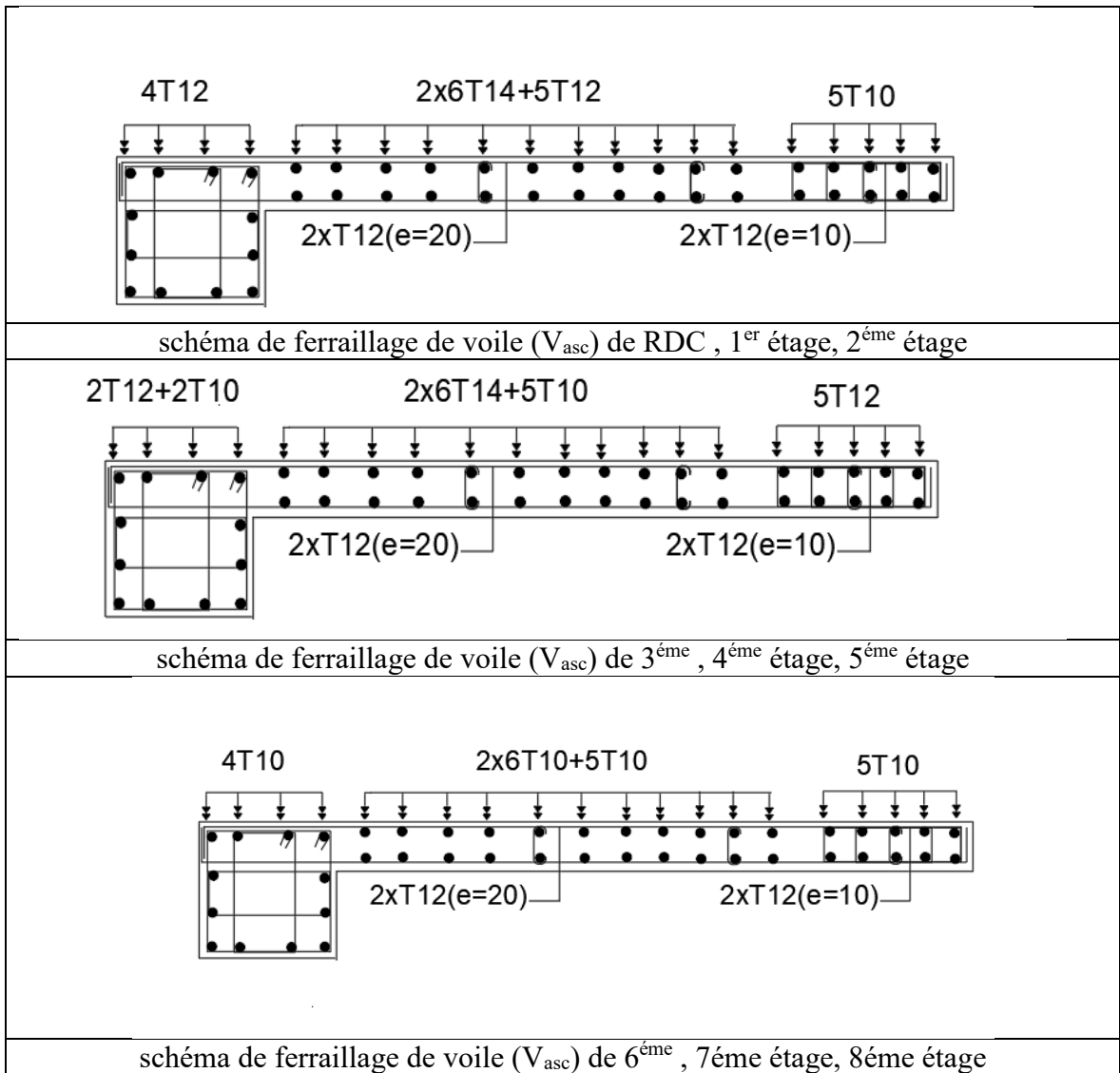


Figure IV.7 : Schéma de ferrailage de voile V ascenseur

Schéma de ferrailage de voile V4

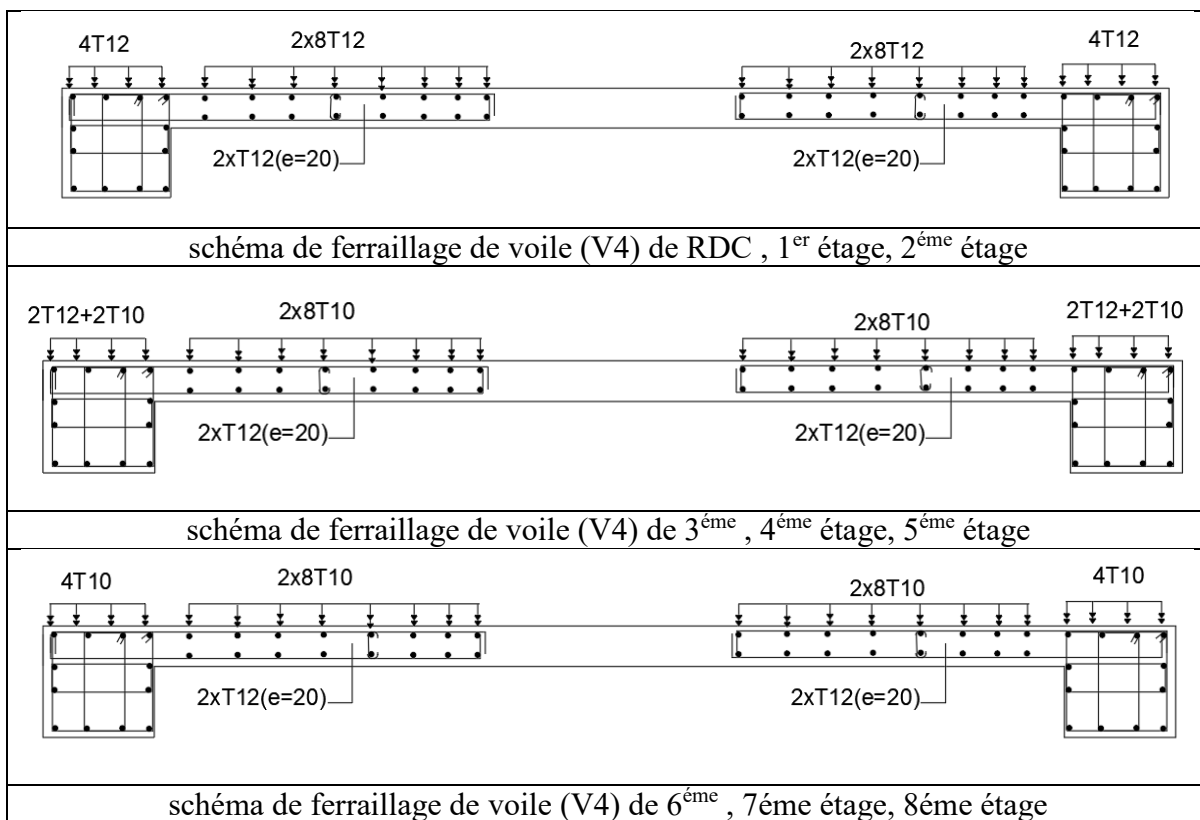


Figure IV. Schéma de ferrailage de voile V4

## VI.1 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE LA TEMPERATURE

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers ; Une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Pour les ouvrages dont les dimensions en plan dépassent les 30m dans les wilayas côtières, il y a lieu de prendre en considération les effets thermiques dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation.

Les sollicitations prises en considération sont les charges dues aux déformations imposées par ces variations de températures et qui sont-elles mêmes dues à la dimension qui dépasse les 30 mètres ; ces variations sont de type uniforme par contre la sollicitation due aux charges de gradient thermiques ne sont pas considérées dans notre cas car celles-ci font l'objet d'une étude approfondie destinée pour les grands ouvrages tels que les ponts.

### VI.1.1 Introduction

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

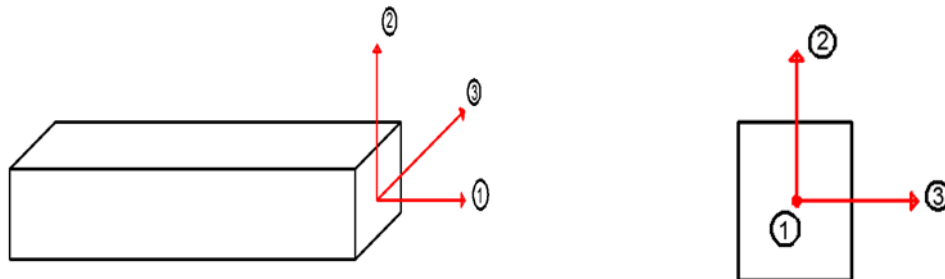
Pour notre cas on va traiter uniquement la flexion composée avec traction (dilatation) étant donné que la compression est favorable.

Vu que l'une des dimensions en plan de la structure est supérieur à 30m (L=32m) sur l'axe « 04 » ; il est impératif de faire une étude thermique. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

La structure est située dans la **wilaya de Blida**.

**VI.2 NORMES ET REFERENCES**

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **DTR B.C 2-41 (CBA93)**
- Charges permanentes et charges d'exploitations **DTR B.C 2.2.**



**Figure VI.1 : Les trois axes principaux d'un élément barre (frame).**

**VI.3 COMBINAISON A CONSIDERER POUR LE CALCUL THERMIQUE**

ELUT :  $1,35G + 1,5Q + 0,8T$

**VI.3.1 Coefficient thermique**

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de  $7 \text{ à } 12.10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}$

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

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel **SAP2000 (version22)** en introduisant le tenseur de la température comme charge d'accompagnement.

**VI.3.2 Convention de signe**

La contrainte thermique produite par une variation de température se traduit par une contrainte de traction ou de compression et cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$\Delta T > 0 \Rightarrow \sigma > 0$  ..... Allongement, traction.

$\Delta T < 0 \Rightarrow \sigma < 0$  ..... Raccourcissement, compression.

## VI.4 LES TEMPERATURES A UTILISER DANS LE CALCUL

### VI.4.1 Sont de trois types :

- La température de réalisation

$$T_{\text{moy}} = \frac{10+25}{2} \approx 18 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

La température extérieure (température extrême) :

En Algérie du Nord (climat tempéré) = 35°C et -15°C

L'augmentation de la température autorise la dilatation de l'élément on aura donc une flexion composée avec traction, par contre la diminution de la température provoque le raccourcissement on aura une flexion composée avec compression, donc on ne la prend pas en considération dans nos calculs.  $T_{\text{ext}} = 35^\circ\text{C}$ .

La température à l'intérieur : pour les besoins du calcul on adoptera une température ambiante à l'intérieur de :  $T_{\text{int}} = 20^\circ\text{C}$ .

- **Remarque** : chargement de la température dans le sap2000 (version 22)

La température agit suivant les trois axes principaux d'inertie (principe du tenseur), si on prend par exemple un élément barre (frame) :

- L'axe (1) agit dans le sens de la longueur de l'élément.
- L'axe (2) agit verticalement vers le haut « l'axe 2  $\perp$  à l'axe 1 ».
- L'axe (3) perpendiculaire au plan 1-2.

Les trois axes principaux d'un élément barre (frame).

#### a) **Température type 1 suivant l'axe 1 :**

$$T_1 = \left[ \frac{T_{\text{ext}} + T_{\text{int}}}{2} - T_{\text{réalisation}} \right] = \frac{35+20}{2} - 18 = - 9,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$



b) Température type 2 suivant l'axe 2 :

$$T_2 = \frac{\Delta T}{h} = \frac{T_{\text{ext}} - T_{\text{int}}}{h} = \frac{35 - 20}{0,45} = 33,33^\circ\text{C} \quad h : \text{ hauteur de la poutre 45.}$$

$$T_2 = \frac{\Delta T}{h} = \frac{T_{\text{ext}} - T_{\text{int}}}{h} = \frac{35 - 20}{0,40} = 37,5^\circ\text{C} \quad h : \text{ hauteur de la poutre 40.}$$

c) Température type 3 suivant l'axe 3 :

$$T_3 = \frac{\Delta T}{b} = \frac{T_{\text{ext}} - T_{\text{int}}}{b} = \frac{35 - 20}{0,30} = -50^\circ\text{C} \quad b : \text{ largeur de la poutre.}$$

Les valeurs de la température seront appliquées sur les poutres des façades et seront introduites directement dans le logiciel SAP2000 comme suit :

Poutres étages : exposées en façade suivant l'axe 3 par la température externe  $T_{\text{ext}}$  et à l'intérieure par la température  $T_{\text{int}}$

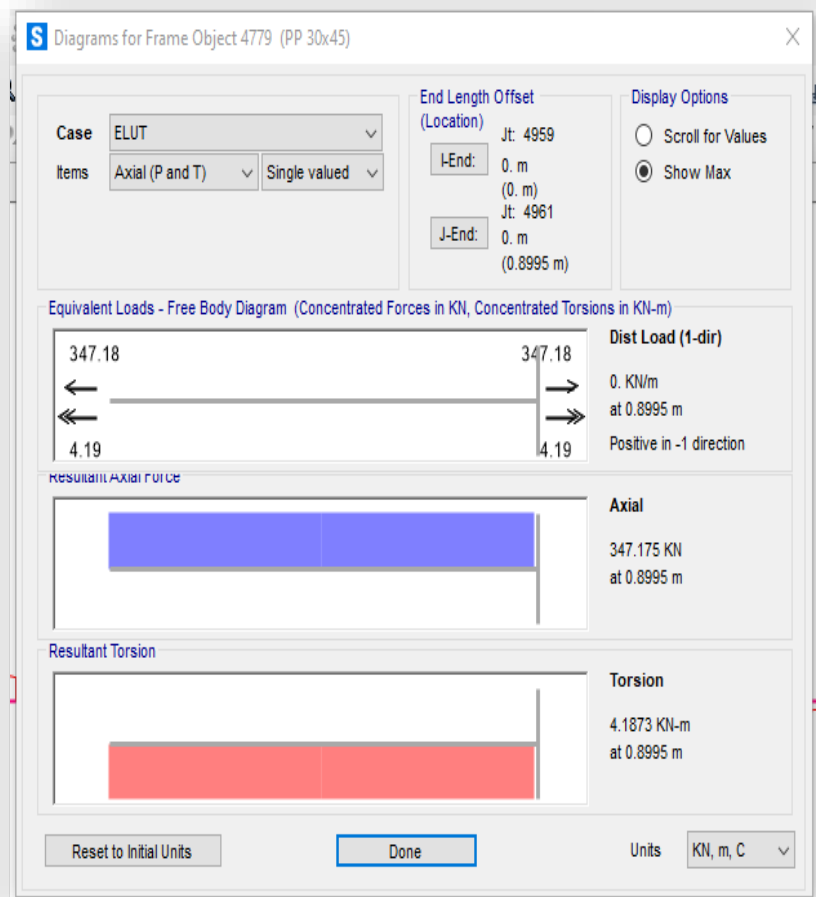


Figure VI.2 diagramme de for frames

Tableau VI.1 : Ferrailage des poutres principale à la température.

Niveaux	Section (Cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	P <sub>corr</sub> (kn)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z.C (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z.r (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (Cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup>	A <sub>s</sub> '
Terrasse	30x45	Travée	61,98	347,18	54	81	6,75	7,95	3T20	9,42	3T20
		Appui	-232,11	347,18				18,91	3T20+ 3T25	24,15	3T20

Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres secondaires a la température.

Niveaux	Section (Cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	P <sub>corr</sub> (kn)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z.C (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z.r (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (Cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup>	A <sub>s</sub> '
Terrasse	30x40	Travée	31,17	308,6	48	72	6,75	5,86	3T14+ 3T12	8,011	3T14
		Appui	-73,93	308,6				8,83	3T14+ 3T14	9,23	3T14

**Remarque :**

- Poutre principale aux niveau terrasse (30×45)

$$A_s \text{ temp} = \begin{cases} \text{appuis} = 18,91\text{cm}^2 \\ \text{travée} = 7,95\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_s \text{ sismique} = \begin{cases} \text{appuis} = 15,82\text{cm}^2 \\ \text{travée} = 14,44\text{cm}^2 \end{cases}$$

Aux appuis la température est plus défavorable et en travée le séisme le plus défavorable

- Poutre secondaire aux niveau terrasse (30×40)

$$A_s \text{ temp} = \begin{cases} \text{appuis} = 5,86\text{cm}^2 \\ \text{travée} = 8,83\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_s \text{ sismique} = \begin{cases} \text{appuis} = 17,28\text{cm}^2 \\ \text{travée} = 15,33\text{cm}^2 \end{cases}$$

**Conclusions**

Pour les appuis Au niveau de la terrasse pour les poutres principales on choisit le ferrailage obtenu par la température (ELUT=1,35 G+1,5Q+0,8T)

$$A_s^{\text{temp}}=18,91\text{cm}^2 > A_s^{\text{sismique}}=15,82 \text{ cm}^2$$

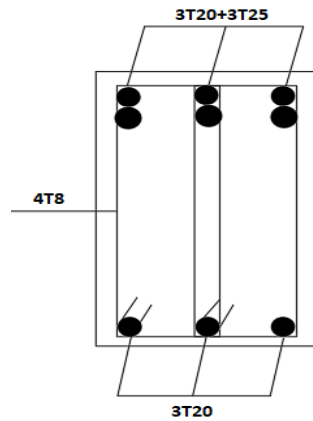


Figure VI.3 : schéma de ferrailage de poutre ELT

## VII.1 INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service ainsi que les coûts.

## VII.2 CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation se base sur le volet technico-économique, par conséquent il est judiciable d'adopter des semelles isolées, si les vérifications n'aboutissent pas on passe à des semelles filantes. Si cette solution ne vérifie pas les conditions de sécurité on passera au radier.

La vérification des semelles dépend essentiellement de :

- Les efforts transmis par la superstructure à la base.
- La contrainte admissible du sol de fondation.
- La nature du sol.

D'après le rapport géotechnique la portance du sol ( $\sigma_{sol} = 2,00$  bars)

## VII.3 CALCUL DES FONDATIONS

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

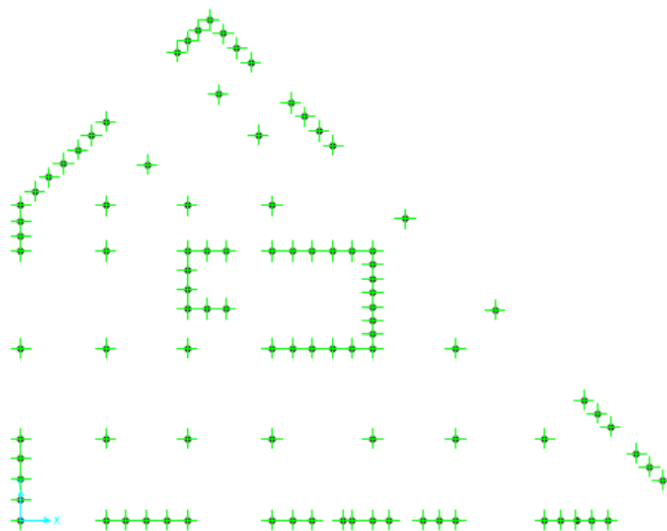


Figure VII.1 : Schéma de la base de la structure

Pour le dimensionnement des semelles isolées doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \implies S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \implies A = B$$

$$B = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

**Tableau VII.1 : vérification de la validité d'une semelle isolée**

$\sigma_{sol}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nser (kN)	B(m)
200	1967,49	3,8

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

- A partir du RPA « **article 10.1.5 page 81** » portant sur la condition de renversement des fondations, nous allons déterminer les dimensions de la semelle isolée.

### VII.3.1 Vérification de la stabilité au renversement

La condition de stabilité au renversement :

$$\triangleright e_0 = M/N \leq B/4 \dots\dots (10.1.5) \text{ RPA}$$

Avec :

M : moment de renversement

N : effort de renversement

$e_0$  : l'excentricité

B : longueur de la semelle

**Tableau VII.2 : les charges de semelle isolé**

ELU		ELS		EL renv	
N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>ser</sub>	M <sub>ser</sub>	N <sub>renv</sub>	M <sub>renv</sub>
2701,863	2,4014	1967,493	1,73	29,169	61,5803

$$e_0 = \frac{61.58}{1220,47} = 0,05 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{B}{4} \implies B = 3.80\text{m}$$

$$S_s = 3,8 \times 3,8$$

- il faut que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

La surface totale du bloc : 512 m<sup>2</sup>

La surface occupée : 326.34 m<sup>2</sup>

$$\implies \frac{326.34}{512} = 63 \% \quad \text{condition non vérifiée}$$

**Remarque :**

On constate qu'il y aura un chevauchement entre les bulbes de pression, ce qui provoque le cisaillement du sol dans la zone d'interférence des bulbes.

Donc nous avons le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs ou poteaux)
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes (plus économique), pour cela ; nous allons procéder à la vérification suivante :

$$(S_s / S_b < 50 \%). \implies S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$S = B \times L$$

B : largeur de la semelle

L : longueur de file considéré

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

La surface de la semelle est donnée par :

**Tableau VII.3 : les charges de semelle filante**

ELU		ELS		EL <sub>renv</sub>	
N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>ser</sub>	M <sub>ser</sub>	N <sub>renv</sub>	M <sub>renv</sub>
16641,81	15,15	12127,82	11,25	4089,10	511,79

$$e_0 = \frac{511,79}{6020,50} = 0.09 \text{ m} \quad \text{Stabilité au renversement vérifiée}$$

$$e_0 < \frac{Larg}{4} \implies Larg = 2,5\text{m}$$

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

La surface totale du bloc : 512 m<sup>2</sup>

La surface occupée : 343,64 m<sup>2</sup>

$$\implies \frac{343,64}{512} = 75 \% \quad \text{condition non vérifiée}$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est **le radier général nervuré**.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la Structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

#### VII.4 ETUDE DU RADIER GENERAL NERVURE

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appui.

On fait les calculs pour un radier type le plus sollicité de bloc A puis on le généralise sur l'autre bloc pour obtenir un radier général pour toute la structure afin d'éviter les tassements différentiels entre les blocs.

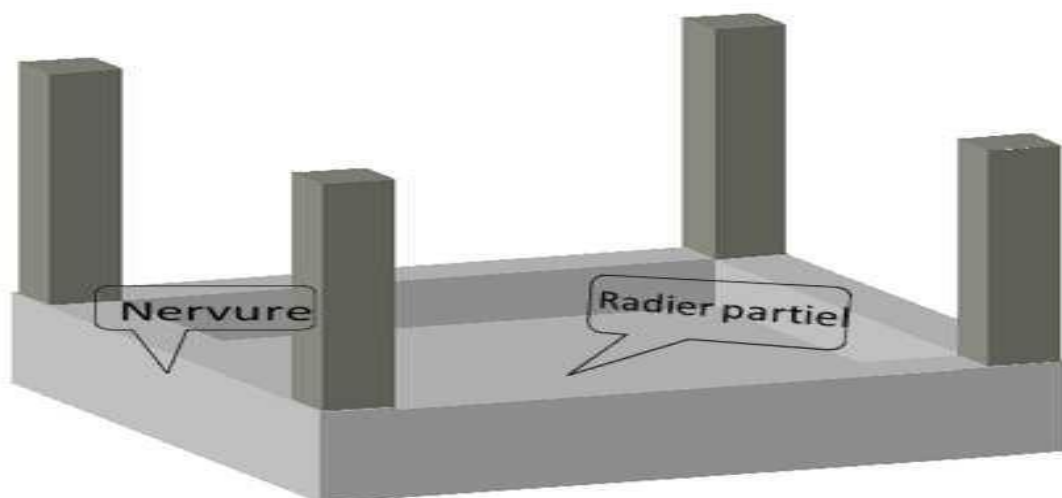


Figure VII.2 : Schéma de le radier

**VII.4 .1 Recap. Des efforts a la base**

$$\begin{array}{llll}
 P_{v.p} = 643,28\text{kN.} & L_{vp\acute{e}riph} = 95,30 \text{ m} & h_{\text{ancrage}} = 3\text{m} & \gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3 \\
 P_{\text{terres}} = 13284,80\text{kN} & L_{\text{tot.nerv}} = 279 \text{ m} & H_{\text{terres}} = 2,30 \text{ m} & \gamma_{\text{b\acute{e}t}} = 25 \text{ kN/m}^3 \\
 P_{\text{nerv}} = 4464,00\text{kN} & L_{vp\acute{e}riph} = 1,80 \text{ m} & H_{\text{terres}} = 2,30 \text{ m} & S_{\text{rad}} = 512 \text{ m}^2 \\
 P_{\text{rad}} = 5120,00\text{kN} & & H_{\text{nervure}} = 120,00 \text{ cm} & E_{p\text{rad}} = 80,00 \text{ cm}
 \end{array}$$

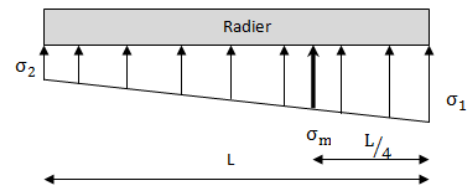
- $N_{\text{tot}} = N + P_{\text{nerv}} + P_{v.p} + P_{\text{terres}} + P_{\text{rad}}$
- $S_{\text{terres}} = S_{\text{rad}} - (L_{\text{arr}} \times L_{\text{ang}}) = 288,80 \text{ m}^2$

**Tableau VII.4 : les charges de semelle radier**

ELU		ELS		EL <sub>renv</sub>		EL <sub>acc</sub>	
N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>ser</sub>	M <sub>ser</sub>	N <sub>renv</sub>	M <sub>renv</sub>	N <sub>acc</sub>	M <sub>acc</sub>
66624,08	37,13	48696,04	27,64	-20250,51	4096,70	103186,50	4147,43

**VII.4.2 Vérification de la condition de stabilité au renversement**

$$\begin{array}{l}
 N_{\text{renv}} = -20250,51\text{kN.} \\
 N_{\text{tot.renv}} = 3261,57 \text{ kN} \Rightarrow e_0 = M/N_{\text{tot}} = 1,26 \text{ m} \\
 M_{\text{acc}} = 4096,70 \text{ kNm.} \quad L_{\text{rad}} = 16,17 \text{ m} \Rightarrow \\
 L_{\text{rad}}/4 = 4,04 \text{ m}
 \end{array}$$



**Figure VII.3 : schéma des contraintes de radier**

$\Rightarrow e_0 < L_{\text{rad}}/4$  La stabilité au renversement est vérifiée

**VII.4.3 Vérification des contraintes**

Les contraintes seront vérifiées à l'ELS

**A l'ELS**

$$\begin{array}{l}
 N_{\text{ser}} = 48696,04 \text{ KN.} \\
 N_{\text{ser.tot}} = 72208,12 \text{ KN} \Rightarrow e_0 = M/N_{\text{tot}} = 0,000\text{m} \\
 M_{\text{ser}} = 27,64 \text{ KNm.}
 \end{array}$$



$$\sigma_{1ser} = 141,04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{2ser} = 141,03 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{moy.ser} = 141,03 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm.ser} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

#### VII.4.4 Calcul ferrailage de la table du radier

##### ➤ Le panneau 01: (E – C) / (3 – 5)

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 4,8 \text{ m} \\ L_y = 4,95 \text{ m} \end{array} \right\} \alpha = 0.97$$

A l'ELU :

$$\mu_x = 0,0392$$

$$\mu_y = 0,9322$$

A l'ELS :

$$\mu_x = 0,0465$$

$$\mu_y = 0,9543$$

##### ➤ Le panneau 02: (D – E) / (2 – 3)

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 4,45 \text{ m} \\ L_y = 4,95 \text{ m} \end{array} \right\} \alpha = 0.9$$

A l'ELU :

$$\mu_x = 0,0456$$

$$\mu_y = 0,7834$$

A l'ELS :

$$\mu_x = 0,0528$$

$$\mu_y = 0,8502$$

Tableau VII .5 : Les sollicitations de la table du radier

ELU	$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$	98,47
	$M_y = \mu_y \cdot M_x$	91,79
ELS	$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$	101,90
	$M_y = \mu_y \cdot M_x$	97,25

**VII Vérification des contraintes****A'ELU**

$$N_u = 66624,08 \text{ kN.}$$

$$M_u = 37,13 \text{ kNm.}$$

$$\Rightarrow e_0 = M/N_u = 0,000\text{m}$$

$$\sigma_{1ser} = 130,14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{2ser} = 130,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{moy.ser} = 130,13 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm.ser} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

**A'ELS**

$$N_{ser} = 48696,04 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = 27,64 \text{ kNm.}$$

$$\Rightarrow e_0 = M/N_{ser} = 0,000\text{m}$$

$$\sigma_{1ser} = 95,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{2ser} = 95,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{moy.ser} = 95,11 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm.ser} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

S'agissant d'une dalle à travées continues on aère les moments en travée et sur appuis. On obtiendra :

➤ **Le panneau 01 : (E – C) / (3 – 5)**

**En travée**

**Tableau VII.6 : les moments de la table de semelle radier en travée**

ELU		ELS	
Mx (kNm)	My (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
83,70	78,02	<b>86,62</b>	<b>82,66</b>

A l'appui

Tableau VII.7 : les moments de la table de semelle radier en appui

ELU		ELS	
Mx (kNm)	My (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
49,23	45,89	<b>50,95</b>	<b>48,62</b>

On adoptera les résultats **Le panneau 01 : (E – C) / (3 – 5)** pour tout le radier, le calcul sera effectué en flexion simple en fissuration préjudiciable sur une bande  $b_0 = 1ml$  et  $h = 80cm$

On obtiendra :

$A_{sup} = 5,62 \text{ cm}^2/ml$

$A_{inf} = 3,28 \text{ cm}^2/ml$

Soit un ferrailage composé de **8T14/ml (T14/e = 12,5cm)** dans les deux sens en nappe supérieure soit : **12,32cm<sup>2</sup>/ml** et **7T12/ml (T12/e=15cm soit : 7,92cm<sup>2</sup>)** dans les deux sens en nappes inférieure.

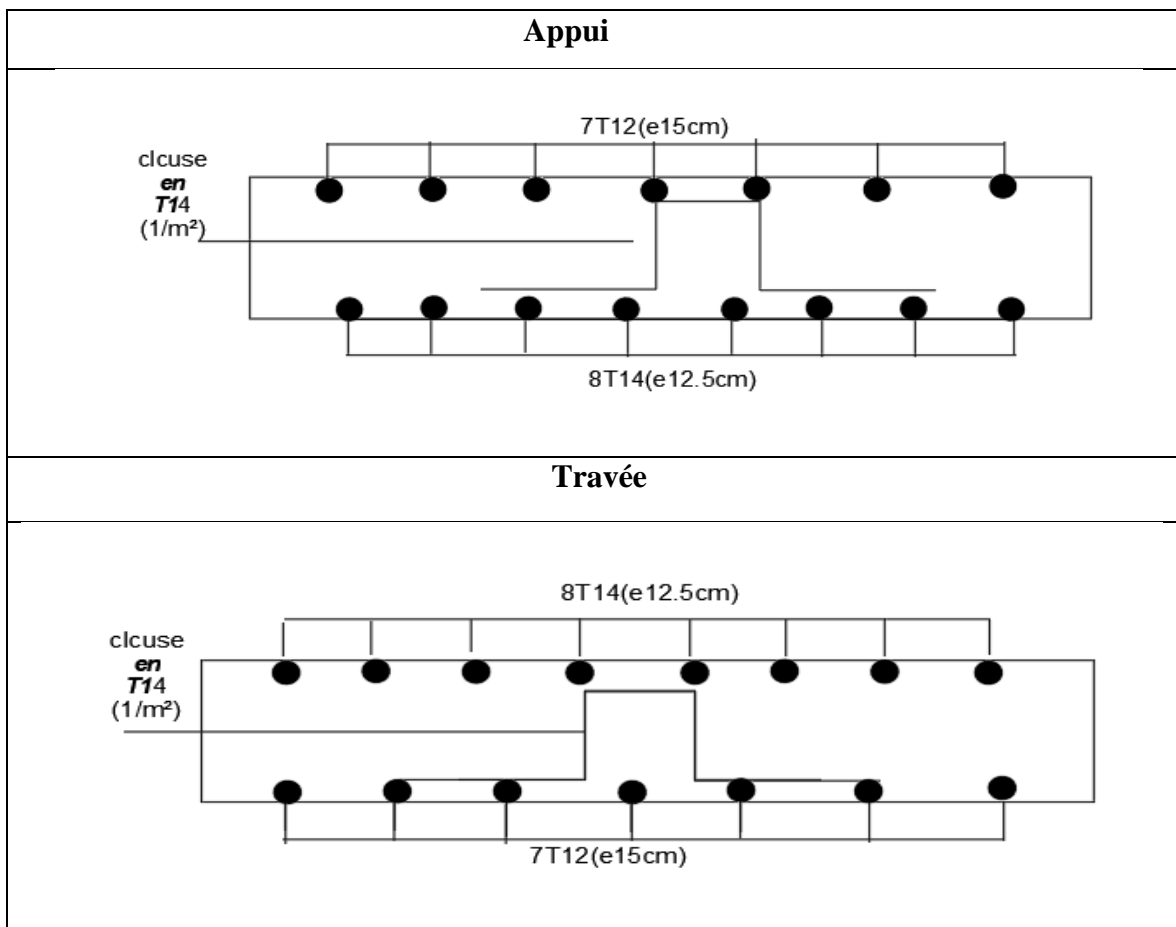


Figure VII.4 : schéma des ferrillages de la table du radier

**VII.4.4 Calcul ferrailage de la nervure****VII.4 Calcul ferrailage de la nervure**

Les nervures ont été calculées avec la méthode des lignes de rupture, les charge trapézoïdales et triangulaires qui ont été affectées aux nervures ont été calculées à partir des contraintes transmises au sol. Les moments de flexion calculés en travées et aux appuis ainsi que le calcul du ferrailage sont repris sur le tableau suivant

$$\begin{cases} \sigma \text{ moy } u = 109,02 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma \text{ moy } ser = 95,11 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S1 = 6,12 \text{ m}^2 \\ S2 = 6,06 \text{ m}^2 \end{cases}$$

La charge revenant à la nervure est :

$$Q = \sigma \text{ moy} \times (S1 + S2)$$

$$\begin{cases} \sigma u = 109,02 \times 12,18 = 1327,86 \text{ kN} \\ \sigma ser = 95,11 \times 12,18 = 1158,44 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} qu = \frac{1327,86}{4,95} = 268,25 \text{ kN/ml} \\ qser = \frac{1158,44}{4,95} = 234,02 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_o u = qu \times \frac{l^2}{8} = 821,60 \text{ kN.m} \\ M_o ser = qser \times \frac{l^2}{8} = 716,76 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Tableau VII.8 : les moments de nervure de semelle radier en appui**

	$M_{0u}$	$M_{0ser}$	choix
<b>appui</b>	410,80	358,38	5T16
<b>travée</b>	968,36	609,25	5T16+4T14

➤ **Les armatures de peau :**

F.P.N  $\Longrightarrow$  1cm<sup>2</sup>/ml de paroi

F.P  $\Longrightarrow$  3 cm<sup>2</sup>/ml de paroi  $\Longrightarrow$  **Choix : 2T14**

F.T.N  $\Longrightarrow$  5cm<sup>2</sup>/ml de paroi

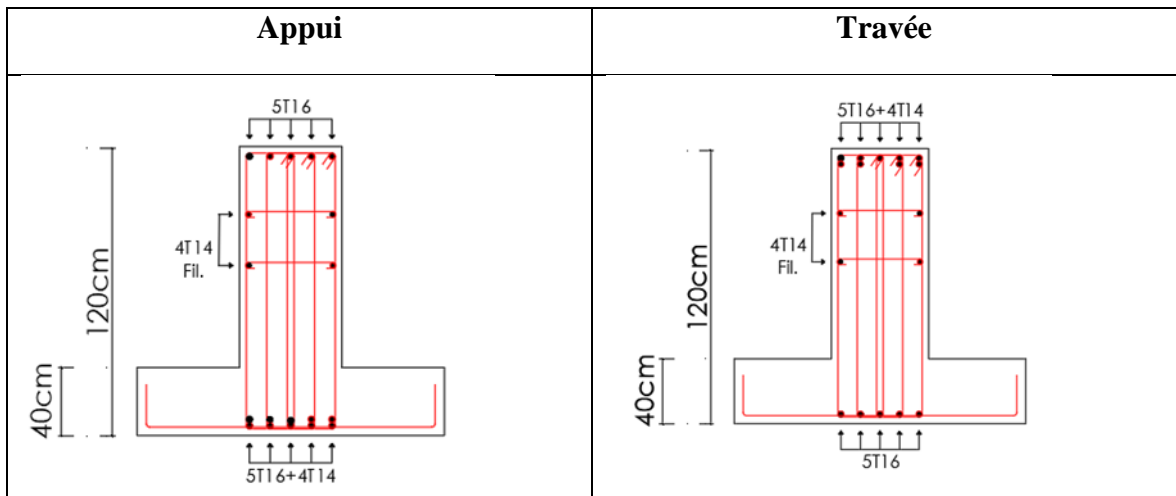


Figure VII.5 : schéma des ferrailages de nervure

## *Conclusion Générale*

Le projet de fin d'études est une étape importante dans la formation de l'étudiant, C'est sa meilleure chance de prouver sa clarté Théories acquises pendant les années universitaires.

Ce projet nous a permis d'absorber différentes techniques et programmes de calcul, ainsi que La réglementation régissant l'initiation à la conception et le compte d'entreprise en Secteur de la construction et approfondir nos connaissances. Cela se fait en lisant Diverses références bibliographiques et surtout grâce au contact avec les ingénieurs Chercheurs dans le domaine du génie civil.

Cette étude m'a amené à tirer un certain nombre de conclusions, la plupart Importants sont :

- Le Pré-dimensionnement est une première étape visant à la sélection Sections pour éléments de structure afin de les dimensionner et pré-dimensionner L'étude facilitera grandement l'étude dynamique de la structure.
- Un tremblement de terre peut causer de graves dommages aux bâtiments, provoquant cela l'étude dynamique, qui est une étape essentielle dans les calculs des structures en béton Armé. La réglementation **RPA99 v.2003** nous a permis de bien nous adapter aux exigences Faites pour chaque élément structurel.
- Les murs sont souvent planifiés en tenant compte de l'aspect architectural du bâtiment Obstacle majeur pour un ingénieur civil, ces contraintes architecturales Influent directement sur le comportement approprié de la structure vis-à-vis Les contraintes externes, telles que les tremblements de terre. La disposition correcte des voiles joue un rôle important pour justifier L'interaction des "voiles-cadres".
- Pour l'infra -structure, le raider nervuré est le type de fondation le plus approprié Notre structure, compte tenu de la forte charge fournie par la structure et de la faible capacité Portant du sol.

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE***

**RPA99 version 2003** ; Règlement parasismique Algérien, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.

Règle de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**.

**BAEL 91, 1992** : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites, Edition Eyrolles.

Belazougui. M, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications Universitaires, Alger 2004.

Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire **DTR C.B.2.2**).

**BENDALI BOUALEM** et **BOUARNOUNA LAMINE** ; Etude d'une tour R+8+Sous-Sol avec une étude thermique, Mémoire de master, Université Blida 2022. Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire DTR C.B.2.2).

**FAHIM ABDOU** et **Abderazak MEKAIDECHE**, étude d'un bâtiment a usage administratif en béton arme contreventé par portiques et voiles avec vérification au feu, Mémoire de master, Université Blida 2020