

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEURE ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**



**UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN TIARET**  
**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**Pour l'obtention du diplôme de Master**

**Domaine : Sciences et Technologie**

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Structure**

**Préparer par :**

**-Diako Fama Dite Nene**

**-Konzi-Ngbiada Saint-Cyr**

**THÈME**

**Etude d'un bâtiment en Béton Armé à usage multiple  
( R+7) implanté à Mascara**

**Président**

**Rapporteur**

**Examinatrice**

**Examinatrice**

**M. BEKKI H.**

**M.SERBAH B.**

**Mme.RENNAK.**

**Mme. DRAOUI.A.**

# Remerciement

Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu le clément et miséricordieux de nous avoir guidé vers le chemin du savoir, et de nous avoir donné la force, la santé et le courage pour effectuer le présent travail.

En second lieu, nous tenons à adresser nos remerciements à notre encadreur

M. SERBAH BOUMEDIENE et lui témoigner notre gratitude pour sa patience et son soutien qui nous ont été précieux afin de mener ce travail à bon port.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation durant le parcours universitaire.

Nous remercions également M. BOUSMAHA ABED pour son temps et tout l'aide qu'il nous a apporté.

Ainsi que les membres du jury qui ont consacré de leur temps pour examiner notre travail.

Enfin, nous remercions d'une manière particulière nos parents qui ont transformé la nuit en jour afin que nous soyons ce que nous sommes aujourd'hui. Sans oublier nos familles respectives ainsi que tous ceux qui ont contribué de loin ou de prêt à notre réussite.

**KONZI et FAMA**

# DEDICACE

*J'ai toujours voulu faire ou offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voilà l'occasion.*

*A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience*

*A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois amour et reconnaissance.*

*A mon cher père SEÏDINA OUMAR*

*A la mémoire de ma chère mère MADINA DIALLO*

*A ma tante FANTA DIALLO*

*A mes frères et sœurs*

*A toute ma famille sans exception*

*A mes amis (A'4) et mon fiancé qui m'ont soutenu.*

*A mon très cher binôme KONZI.*

*A toute la promotion GC. Structures 2020-2021.*

*Je dédie ce modeste travail.*

FAMA.N. DIAKO

# DEDICACE

*Je dédie ce travail de dur labeur à mes :*

*Chaleureux parent tant aimer : Konzi-Ngbiada Barthelemy  
et Zia Yakouzo Marie-Claude qui ont vendu leur lit dès ma  
naissance.*

*Frères : Salvador, Stella, Stanislas, Chrysostome, Arthur. Pour  
tous les sacrifices et amour inconditionnel à mon égard.*

*Frères défunts : Wilfried, Diaz. Ils ont laissé une trace  
inoubliable dans mes parcours*

*Neveux et Nièces. Pour le sens de la vie qu'ils me procurent  
à chaque instant,*

*A ma binôme Diako Fama Dite Nene, et*

*A tous ceux qui nous ont infligé les échecs douloureux,  
grâce à eux nous pouvons voir au bout du tunnel.*

*Konzi-Ngbiada Saint-Cyr*

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, constitué d'un Rez-de-chaussée plus sept étages(R+7), implanté à Mascara.

Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

L'objectif étant le dimensionnement des différents éléments constitutifs du bâtiment et de déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis. Nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le CBA93, le RPA99 /2003 et le BAEL91 /99.

Afin de déterminer les efforts internes dans les portiques, et en dynamique pour le calcul des modes de vibration, nous avons utilisé le logiciel de calcul ETABS V9.7.0.

En fin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul de la fondation.

## المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الاستخدامات ، يتألف من طابق أرضي بالإضافة إلى سبعة طوابق (R 7) ، يقع في معسكر.

تصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية متوسطة (الثانية) وفقاً للقواعد الزلزالية الجزائرية (RPA99) النسخة 2003.

الهدف من ذلك هو تحديد أبعاد مختلف مكونات المبنى وتحديد التسليح المناسب لمقاومة هذا الأخير لمختلف الأعمال التي قد يتعرض لها. وكان علينا أن نستخدم الأنظمة السارية ، بما في ذلك CBA93 RPA99/2003 BAEL91/99.

من أجل تحديد القوى الداخلية في للمسند والعارضة ، وفي ديناميكية حساب طرق الاهتزاز ، استخدمنا برنامج الحساب ETABS V9.7.0.

وأخيرا ، درسنا وحسبنا الأساسات في الجزء الأخير من هذه المذكرة.

# Summary

This project is a detailed study of a multi-purpose building, consisting of a ground floor and seven floors implanted in Mascara.

This region is known as a zone of medium seismicity according to the Algerian earthquake rules RPA 99 version 2003.

The objective being the sizing of the various constituent elements of the appropriate reinforcement for the resistance of the latter to the various actions to which it may be subjected.

We had to appeal to the regulations in force in particular the CBA 93, the RPA 99/2003 and the BAEL 91/99.

In order to determine the internal forces in the girders, and in dynamics for the circulation of the vibration mode, we used the calculation software ETABS V9.7.0.

Finally, in the last part of the brief, we studied and calculated the foundations.

# NOTATIONS ET SYMBOLE

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

**A<sub>a</sub>** : section d'armature en appui

**A<sub>l</sub>** : section d'armature longitudinale

**A<sub>min</sub>** : section d'armature minimale déterminée par les règlements

**A<sub>r</sub>** : section d'armature de répartition

**A<sub>ser</sub>** : section d'armature d'état limite de service

**A<sub>t</sub>** : section d'armature de travée ou transversale

**A<sub>u</sub>** : section d'armature d'état limite ultime de résistance

**A<sub>x</sub>** : section d'armature du sens x-x

**A<sub>y</sub>** : section d'armature du sens y-y

**A'** : section d'armature comprimée

**Br** : section réduite du béton

**C** : Cohésion.

**Cs** : coefficient de sécurité

**D** : coefficient d'amplification dynamique

**E** : module de déformation longitudinale

**E.L.U** : Etat limite ultime.

**E.L.S** : Etat limite service

**E<sub>ij</sub>** : module de déformation longitudinale instantanée

**E<sub>iv</sub>** : module de déformation longitudinale différée

**G** : action permanente

**H** : hauteur

**HA** : armature à haute adhérence

**I** : moment d'inertie

**If** : moment d'inertie fictif

**J** : action permanente avant mise en place des cloisons

**L** : longueur

**L1** : Distance entre axes des nervures

**Lp** : longueur en plan

**M** : moment fléchissant

**Ma** : moment fléchissant en appui

**Me** moment fléchissant à gauche

**Mj** : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

**M<sub>ser</sub>** : moment fléchissant d'état limite de service

**Mt** : moment fléchissant de travée

**M<sub>u</sub>** : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

**Mw** : moment fléchissant à gauche

**M<sub>0</sub>** : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

**N** : effort normal

**Ne** : effort normal au centre de la section

**N<sub>ser</sub>** : effort normal d'état limite de service

**N<sub>u</sub>** : effort normal d'état limite ultime de résistance

**P<sub>p</sub>** : poids propre

**Q** : Charge d'exploitation ; facteur de qualité

**R** : rayon ; coefficient de comportement de la structure

**S** : surface

**T** : effort tranchant

**T<sub>x</sub>** : période fondamentale dans le sens x-x

**T<sub>y</sub>** : période fondamentale dans le sens y-y

**V** : action sismique ; effort horizontal

**V<sub>t</sub>** : effort sismique à la base de la structure

**W** : poids total de la structure

**W<sub>p</sub>** : poids de l'élément en considération.

**a** : Epaisseur des voiles ; largeur du poteau

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure

**b<sub>1</sub>** : largeur de poteau

**c** : enrobage

**d** : hauteur utile ;

**e** : excentricité ; Epaisseur

**f** : flèche

**f<sub>c</sub>** : contrainte caractéristique du béton à la compression

**f<sub>e</sub>** : limite élastique d'acier

**f<sub>t</sub>** : contrainte caractéristique du béton à la traction

**g** : giron de la marche

**h** : hauteur

**h<sub>c</sub>** : hauteur du corps creux

**h<sub>a</sub>** : hauteur de la dalle

**h<sub>e</sub>** : Hauteur de l'étage

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale

**h'** : hauteur de la zone nodale

**h<sub>1</sub>** : hauteur du poteau

**i** : rayon de giration

**j** : nombre des jours

**l** : longueur ; distance

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement

**l<sub>x</sub>** : la petite dimension du panneau de la dalle

**l<sub>y</sub>** : la grande dimension du panneau de la dalle

**l'** : longueur de la zone nodale

**l<sub>0</sub>** : longueur libre

**q<sub>b</sub>** : charge linéaire induite par les marches

**q<sub>eq</sub>** : charge linéaire équivalente

**q<sub>l</sub>** : charge linéaire

**q<sub>ser</sub>** : charge linéaire d'état limite de service

**q<sub>u</sub>** : charge linéaire d'état limite ultime de résistance

**q<sub>p</sub>** : charge linéaire du palier

**st** : espacement

**x** : abscisse

**y** : ordonnée

**y<sub>1</sub>** : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

**α** : Angle

**γ** : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

**β** : coefficient de pondération

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique

**η** : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

**θ** : Déviation angulaire, coefficient globale dépendant du type de construction

$\lambda$  : Élancement mécanique d'un élément comprimé

$\mu$  : Moment réduit

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\rho$  : Rapport de deux dimensions

$\sigma$  : contrainte de béton ou d'acier

$\tau$  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

$\psi$  : Coefficient de pondération

$\delta$  : Coefficient de réduction, déplacement

$\Sigma$  : Sommation

$\phi$  : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

# Liste des figures

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux

Figure I.1 : Vue de façade .....	2
Figure I.2 : Coupe A-A .....	2
Figure I.3 : Plan de Rez des Chaussées .....	3
Figure I.4 : Plan du 1er au 6ème étage.....	4
Figure I.5: Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations béton .....	7
Figure I.6 : Diagramme des contraintes .....	7
Figure I. 7 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS .....	8
Figure I.8 : Diagramme contrainte-déformation d'acier .....	9
Figure I-9 : Diagramme des déformations limites de la section trois domaines ① ,②,③ et trois pivots A, B, C .....	12

## Chapitre II : prédimensionnement des éléments

Figure II -1 : Plancher à corps creux .....	15
Figure II-2 : Terrasse inaccessible.....	16
Figure II-3 : Etage courant .....	17
Figure II-4 : Poteau le mieux sollicité.....	22
Figure II-5 : Le voile .....	25

## Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

Figure III.1 : Plancher à corps creux .....	28
Figure III.2 : Schéma statique du plancher type 1.....	31
Figure III.3 : Schéma statique du plancher type 1.....	35
Figure III.4 : Schéma statique du plancher type 2.....	37

Figure III.5 : Schéma statique de section en T .....	39
Figure III. 6 : Dessin de ferrailage des poutrelles .....	46
Figure III.7 : Acrotère .....	47
Figure III.8: Schéma de ferrailages de l'acrotère .....	51
Figure III.9 : Schéma d'escalier .....	52
Figure III.10 : Schéma statique de l'escalier .....	55
FigureIII.11 : Schéma de la coupe 1-1 .....	55
FigureIII.12 : Schéma de la coupe 2-2 .....	56
FigureIII.13 : Diagramme des moments et efforts tranchants.....	56
Figure III.14 : Ferrailages d'escalier .....	62
Figure III.15 : Ferrailages de poutre palière.....	66
Figure III.16 : Diagramme des moments et efforts tranchants.....	67
Figure III.17 : Section de poutre brisé.....	67
Figure III.18 : Ferrailages de poutre brisé.....	70
Figure III.19 : Ferrailages de balcon .....	77
Figure III.20: Ascenseur dans un bâtiment .....	78
Figure III.21: Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur .....	82
Figure III.22: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle .....	82
Figure III.23: Dessin montrant la concentration des charges .....	83
Figure III.24 : Moments de la dalle .....	84

## **Chapitre IV : Etude sismique**

Figure IV.1 : : Limites des décrochements en plan.....	96
Figure IV.2 : Limites des décrochements en élévation .....	97
Figure IV.3 : Schémas des vérifications nécessaires pour l'étude sismique.....	111

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

Figure V.1 : spectre de réponse .....	113
---------------------------------------	-----

Figure V.2 : Mode 1 translation suivant x-x .....	114
Figure V.3 : Mode 2 translation suivant y-y .....	115
Figure V.4: Mode 3 rotation.....	115
Figure V.5 : Disposition des voiles de contreventement.....	117
Figure V.6 : Modélisation 3-D .....	120
Figure V.7 : schémas de la zone nodale .....	122
FigureV.8 : Exemple de ferrailages des poutres .....	131
Figure V.9: Exemple de ferrailage de poteaux.....	140
Figure V.10 : voile 1 .....	145
Figure V.11 : Ferrailage des voiles .....	148

## **Chapitre VI : Etude des fondations**

Figure VI.1 : Vue en plan d'une semelle isolée .....	151
Figure VI.2 : Ferrailage de la semelle sous voile.....	160
Figure VI.3 : Ferrailage de la poutre de libage .....	160

# Liste des tableaux

## Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et des matériaux

Tableau I.1 : hypothèses de calcul adopté pour cette étude .....	13
--	----

## Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : Descente des charge terrasse inaccessible.....	16
Tableau II-2 : Descente des charges étage courant .....	17
Tableau II-3 : Descente des charges mur extérieur .....	17
Tableau II-4 : Descente des charges dalle pleine étage courant.....	18
Tableau II-5 : Descente des charges dalle pleine terrasse inaccessible.....	19
Tableau II-6 : La loi de dégression.....	21
Tableau II-7 : les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles.....	27

## Chapitre III :Etude des éléments non structuraux

Tableau III.1: Dimensions de la poutrelle .....	29
Tableau III.2 : Récapitulatifs des moments et efforts tranchants de la terrasse inaccessible...	32
Tableau III.3 : Récapitulatifs des moments et efforts tranchants de types 1 et 2.....	38
Tableau III.4 : Descente de charges de la paillasse.....	54
Tableau III.5 : Descente des charges du palier.....	54
Tableau III.6: Poids mort de l'ascenseur.....	80
Tableau III.7 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	84
Tableau 8 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	89
Tableau III.6 : Ferrailages des éléments non-structuraux.....	93

## Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Condition d'utilisation de la méthode statique.....	97
Tableau IV.2 : Coefficient d'accélération de la zone RPA99 .....	98
Tableau IV.3 : valeurs des pénalités $P_q$ .....	98

## Chapitre V : Etude des éléments structuraux

TableauV.1 : Période et taux de participation massique .....	114
TableauV.2: Vérification de la période .....	116

Tableau V.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base .....	117
Tableau. V.5 : Période et taux de participation massique .....	118
Tableau. V.6 : Vérification de la période .....	118
Tableau. V.7 : Vérification de l'effort tranchant à la base $0.8 V_{stat} < V_{dyn}$ .....	118
Tableau.V.8 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens x .....	119
Tableau. V.9 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens y .....	120
Tableau V.10: Ferrailages des poutres principales 30x40 (cm) .....	129
Tableau V.11 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poutres 30x40(cm).....	129
Tableau V.12: Ferrailages des poutres secondaire 30x35 (cm) .....	130
Tableau V.13 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poutres 30x35(cm).....	130
Tableau V.14 : Les sollicitations défavorables du 1er genre .....	132
Tableau V.15 : les sollicitations défavorables du 2eme genre .....	133
Tableau V.16: Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003).....	135
Tableau V.17: Ferrailage des poteaux.....	136
Tableau V.18: les sollicitations des voiles .....	147
Tableau V.19: Contraintes $\sigma_1$ et $\sigma_2$ des voiles .....	147
Tableau V.21 : Ferrailage des voiles, poutres et poteaux.....	149

## **Chapitre VI : Etude de fondation**

Tableau VI.1 : Les sollicitations .....	159
Tableau VI.2 : Ferrailages.....	159
Tableau VI.3 : Les sollicitations .....	159
Tableau VI.4 : Ferrailages.....	160
Tableau VI.5 : ferrailages des semelles filantes.....	161
Tableau VI.6: ferrailages des poutres de libages.....	161

# Sommaire

## **Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux**

I.1. Introduction .....	1
I.2. Présentation du projet .....	1
I.3. Caractéristique de la Structure .....	1
I.3.1. Caractéristique géométrique .....	1
I.3.2. Caractéristiques géotechniques du site .....	4
I.4. Conception de l'ouvrage .....	4
I.5. Caractéristiques des matériaux .....	5
I.5.1. Béton .....	5
I.5.2. Acier.....	9
I.6. Les hypothèses de calcul (BAEL A.4.3,2).....	10
I.7. Les combinaisons de calculs .....	12
I.8. Récapitulatif.....	13

## **Chapitre II : prédimensionnement des éléments**

II.1. Introduction .....	14
II.2. Prédimensionnement des planchers .....	14
II.2.1. Planchers corps creux .....	14
II.2.2. Prédimensionnement de dalle pleine .....	15
II.3. Descente des charges .....	16
II.3.1. Plancher en corps creux .....	16
II.3.2. Descente des charges mur extérieur .....	17
II.3.3. Descente des charges dalle pleine .....	18
II.4. Pré dimensionnement des poutres .....	19
II.4.1. Poutres Principales .....	19
II.4.2. Poutres secondaires.....	20
II.4.3. La poutre palière .....	20
II.4.4. Poutre brisée .....	21
II.5. Pré dimensionnement des Poteaux .....	21
II.6. Prédimensionnement des voiles.....	25
II.7. Récapitulatif.....	27

## **Chapitre III : Etudes des éléments secondaires**

III.1. Introduction .....	28
III.2. Calcul des planchers en corps creux.....	28
III.2.1. Méthodes de Calcul des poutrelles .....	29
III.2.2. Plancher terrasse inaccessible .....	31
III.2.3. Planchers R.D.C et étages courant .....	35
III.2.4. Vérifications .....	42
III.3. L'acrotère .....	46
III.3.1. Calcul des sollicitations.....	47
III.3.2 Calcul du ferrailage (ELU) .....	48
III.3.3. Les vérifications .....	49
III.4. Escalier .....	52
III.4.1. Descente des charges.....	54
III.4.2. Déterminations du moment et l'effort tranchant .....	55
III.3.3. Détermination du Ferrailage .....	57
III.3.4. Les vérifications .....	58
III.3.5. Poutre palière.....	62
III.3.6. Poutre Brisé .....	66
III.3.6.3. Les vérifications .....	69
III.4. Balcons .....	71
III.4.1. Les charges .....	71
III.4.2. Calcul des sollicitations.....	72
III.4.3. Calcul du ferrailage : .....	72
III.5. L'ascenseur .....	78
III.5.1. Etude de l'ascenseur .....	78
III.5.2. Calcul de la charge total .....	80
III.5.3. Calcul du ferrailage de la dalle.....	85
III.5. Récapitulatif .....	93

## **Chapitre IV : Etude sismique**

IV.1. Introduction .....	94
IV.2. Méthode de calcul .....	94
IV.3. Méthode statique équivalente.....	94
IV.3.1 Conditions d'application de la méthode (RPA99/2003 art 4.1.2).....	94
IV.3.2. Principe de la méthode (RPA99/4.2.1) .....	97
IV.4. Méthode dynamique modale spectrale.....	104
IV.4.1. Principe (Article 4.3.1 RPA99/2003).....	105

IV.4.2. Modélisation (RPA99/2003 art4.3.2).....	105
IV.4.3. Spectre de réponse de calcul (RPA/2003 art4.3.3) .....	106
IV.4.4. Combinaison des réponses modales.....	107
IV.5 Prescriptions communes aux méthodes « statique » et « dynamique » .....	108
IV.6. Méthode d'analyse par accélogramme (Article 4.1.3 RPA99/2003).....	110
IV.7. Exigences du RPA99/2003 .....	110

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

V.1 Introduction .....	112
V.2.Modélisation.....	112
V.2.1. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique (sans voiles) .....	113
V.2.2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique (avec voiles) .....	117
V.3.Etude Des Portiques .....	121
V.3.1. Les combinaisons de calcul .....	121
V.3.2. Exigence du RPA99/2003 (7.4.2).....	121
V.3.3. Etudes des poutres .....	124
Méthode de calcul : .....	124
V.2.4. Etude des poteaux.....	132
V.4. Étude Des Voiles .....	141
V.4.1. Principe de calcul .....	142
V.4.2. Exigence du RPA99/2003 (7.7.4).....	143
V.4.3. Ferrailage des voiles.....	145
V.5. Récapitulatif .....	149

## **Chapitre VI : Etude des fondations**

VI.1. Introduction.....	150
VI.2. Choix de type de fondations.....	150
VI.3. Etude des fondations .....	152
VI.3.1. Semelle filante.....	152
VI.3.2. Etude des poutres de libages .....	154
VI.4. Récapitulatif .....	161

# **Introduction générale**

# Introduction générale

Un ouvrage doit être conçu de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis à vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments, et garder un bon comportement en service vis à vis de sa durabilité, son aspect architectural ou encore le confort de ses usagers.

De nos jours, les tremblements de terre, avec leur cortège des pertes en vie humaines, constituent le souci fondamental de l'ingénieur en bâtiment, qui cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments.

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, constitué d'un Rez-de-chaussée plus sept étages(R+7), implanté à Mascara classée en zone sismique (IIA) selon le règlement parasismique Algérien RPA99V/2003. Le calcul est effectué en utilisant les règlements de calcul et de vérifications du béton armé B.A.E.L 91 modifié 99, le règlement parasismique Algérien RPA99V/2003 et le DTR pour des charges et des surcharges.

Notre objectif consiste à atteindre un état de résistance adéquat ; en déterminant les meilleures dimensions (coffrage et ferrailage) suffisantes pour les différents éléments de la structure en tenant compte du côté économique.

Cette étude comprendra quatre parties :

La première partie concerne la description générale du projet avec la présentation des caractéristiques des matériaux, en suite le pré dimensionnement des éléments de la structure et enfin la descente de charges.

Dans la deuxième partie, nous nous intéressons à l'étude des éléments secondaires (planchers, acrotère, escaliers et balcon)

La troisième partie, est l'étude dynamique du bâtiment. Pour ce faire, le logiciel ETABS a été choisi pour modéliser et analyser ce bâtiment. Les résultats a déterminés concernent les informations dynamiques (périodes propres du bâtiment, efforts tranchants à la base, ...) ainsi que les différentes sollicitations dues au chargement appliqué.

Mots clés : BAEL 99 ; RPA 99 /2003 ; ETABS v9.7 ; SOCOTEC

# **CHAPITRE I**

## **Présentation de l'ouvrage et des matériaux**

## **I.1. Introduction**

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure, et mécaniques des matériaux utilisés dans sa construction est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

## **I.2. Présentation du projet**

On propose dans ce projet, l'étude complète des éléments résistants (structuraux et non structuraux), d'un bloc barre (R+7) à usage multiple (habitation et commercial) implanté dans la Wilaya de Mascara qui est classée en zone de sismicité moyenne (Zone IIa) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/2003).

## **I.3. Caractéristique de la Structure**

### **I.3.1. Caractéristique géométrique**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Largeur en plan..... 17,95m
- Longueur en plan..... 29,5 m
- Hauteur du RDC.....4,08m
- Hauteur d'étage courant.....3,06m
- Hauteur total.....26,6m

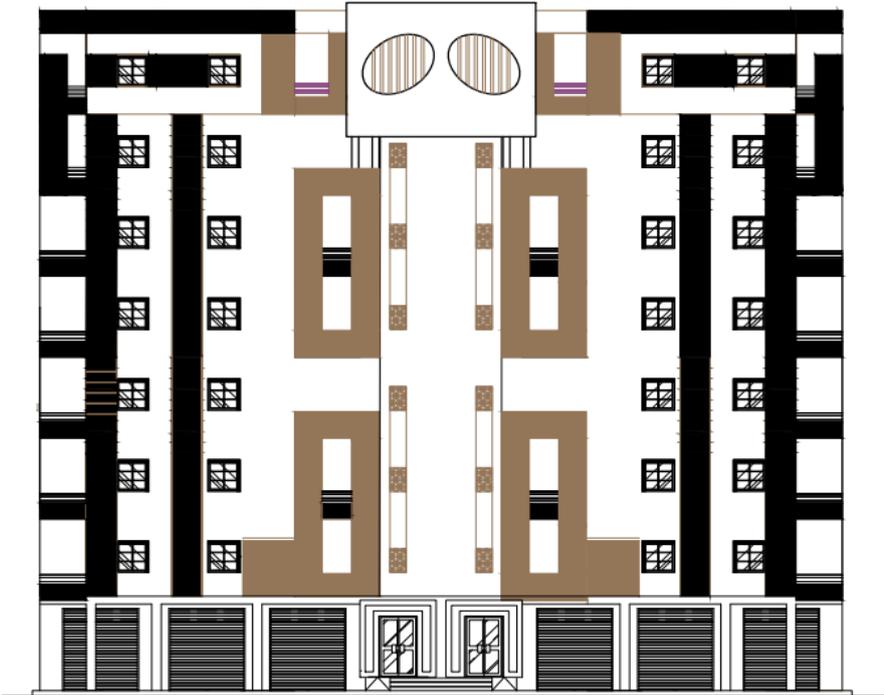
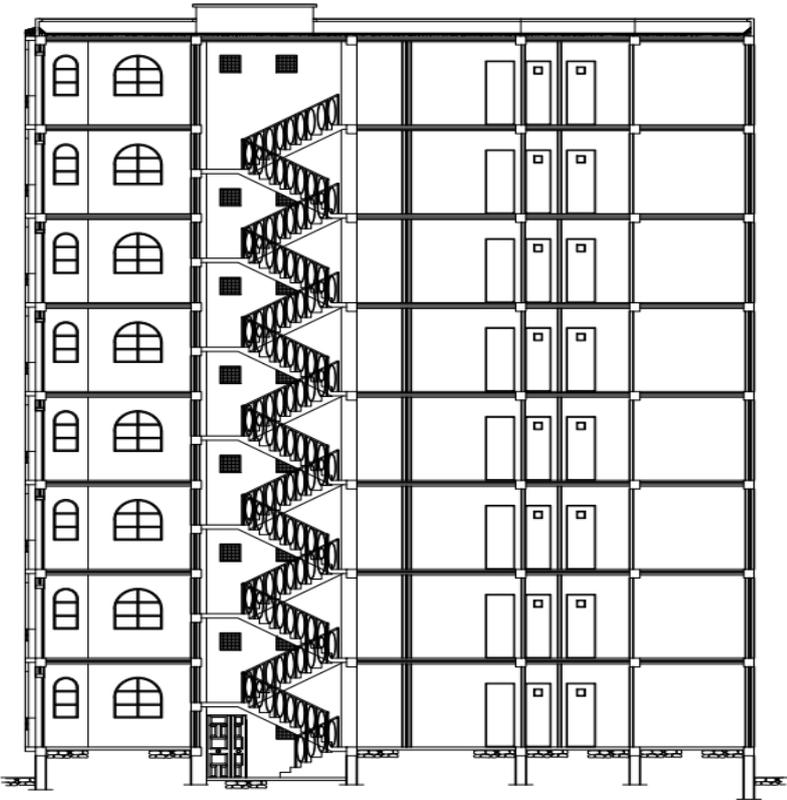


Figure I.1 : Vue de façade



FigureI.2 : Coupe A-A



### I.3.2. Caractéristiques géotechniques du site

Le rapport géotechnique de notre site a été fait par le laboratoire LTPO à Oran par quatre (4) points de sondages, l'étude du sol a montré la présence d'un sol :

- Meuble (S3) avec une capacité portante de :  $\bar{\sigma} = 1,5$  bars ;
- Le poids volumique du sol  $\gamma_h = 18$  KN/m<sup>3</sup>
- La cohésion C= 10 kPa avec un angle de frottement interne  $\phi = 35^\circ$
- Un ancrage de 1,5m.
- Le sol n'est pas agressif et l'indice de plasticité entre 15 et 21

Ces paramètres seront utilisés pour dimensionner la fondation.

## I.4. Conception de l'ouvrage

### a. Les planchers

Ce sont des éléments séparant deux niveaux successifs dans une construction et recueillant les surcharges de fonctionnement du bâtiment, ils ont d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique.

#### Planchers à corps creux

Les poutrelles sont coulées in situ avec les poutres et la dalle de compression du plancher.

On a opté pour ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- >>Facilité de réalisation.
- >>Les portées de notre projet ne sont pas grandes  $L_{max} = 5,5$  m
- >>Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique
- >>Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les corps creux).

### b. Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont constitués en béton armé. Le type d'escalier de notre projet est un escalier droit.

### c. Le revêtement

C'est un élément qui recouvre une surface, pour la protéger et la consolider

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit en plâtre pour les plafonds et murs intérieurs sauf les pièces humides (la cuisine, salle de bain)
- Revêtement en carrelage pour les planchers courant.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

**d. La maçonnerie**

Les murs extérieurs sont constitués par une double paroi à brique creuses, avec une épaisseur de (10 et 15) cm séparés par une lame de 5 cm.

Les murs intérieurs sont constitués d'une simple paroi de 10 cm d'épaisseur.

**e. Les fondations**

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que le sol en place est un sol meuble, donc la transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des fondations superficielles (radier général ; une semelle filante ou une semelle isolée).

**h. Gaine d'ascenseurs**

Vu la hauteur importante de ce type de bâtiment, l'ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

**I.5. Caractéristiques des matériaux****I.5.1. Béton**

Le béton est un mélange composé de Ciment, eau de gâchage, granulats (Sables et gravillons) et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène.

Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis pour la composition de 1m<sup>3</sup> de béton.

Ce matériau résiste bien à la compression mais n'assure pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- 400kg de sable Cg < 5mm.
- 800kg de gravillons 3/8, 8/15 et 15/25.
- 175L d'eau de gâchage.

Pour une bonne résistance à la traction, on ajoute des barres d'aciers et le béton devient armé dont la masse volumique de béton armé est de 25 kN/m<sup>3</sup>.

➤ **Résistances mécaniques du béton**

**-Résistance à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

1. Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{cases} \quad \text{et}$$

2. Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{cases} \quad \text{et}$$

**-Résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{cases} \quad \text{et}$$

➤ **Contrainte limite**

**-État limite ultime (ELU) :**

L'état limite ultime, est un état au-delà duquel, le bâtiment n'est plus exploitable, dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage.

Diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$- \epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$- \epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{Mpa.} \end{cases}$$

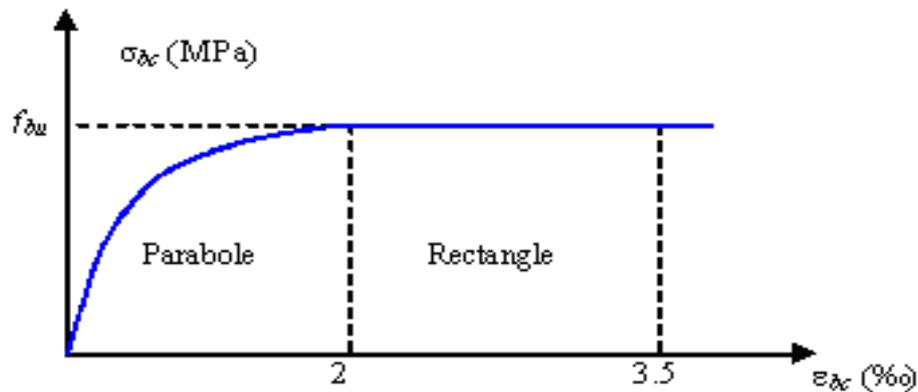


Figure I.7: Diagramme parabole-rectangle des Contraintes-Déformations béton

Contrainte ultime du béton en compression 
$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

- 1.5 pour les combinaisons normales ;
- 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Dans notre cas  $f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$

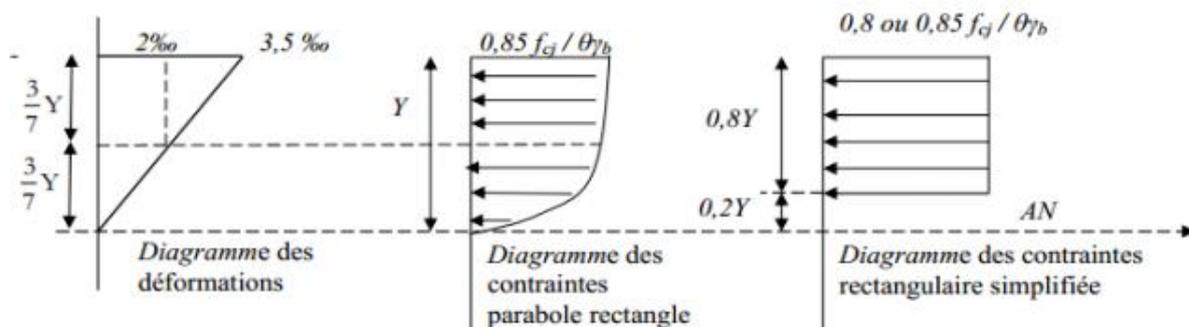
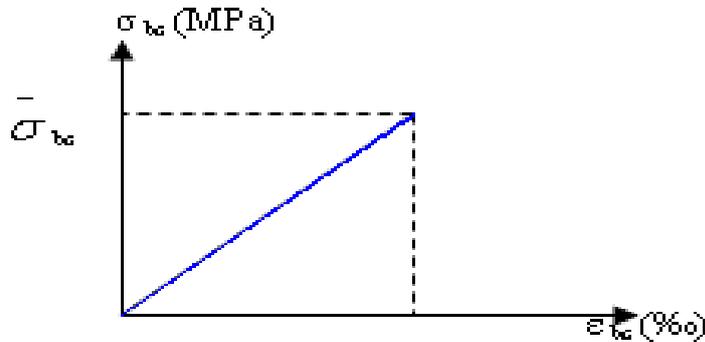


Figure I.8 : Diagramme des contraintes

➤ **Etat limite de service (ELS)**

L'état limite de service, est un état de chargement au-delà duquel la structure ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour laquelle elle a été construite.



**Figure I. 9 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

➤ **Modules de déformation longitudinale (BAEL A 2.1,2)**

- **Module de déformation longitudinale différée** : Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, pour des charges d'application de longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \left( f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) \quad \text{si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

- **Module de déformation instantanée** : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h

$$E_{vg} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

➤ **Coefficients de poisson**

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale.

Le coefficient de poisson selon le BAEL (A 2.1,3) :

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

### I.5.2. Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction, au cisaillement et à la torsion.

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Acier naturel FeE 215, FeE 235 (pour les cadres).
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500 (pour les armatures principales)
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 3,5\text{mm}$ .

#### ➤ Contrainte limite

#### -Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte–déformation

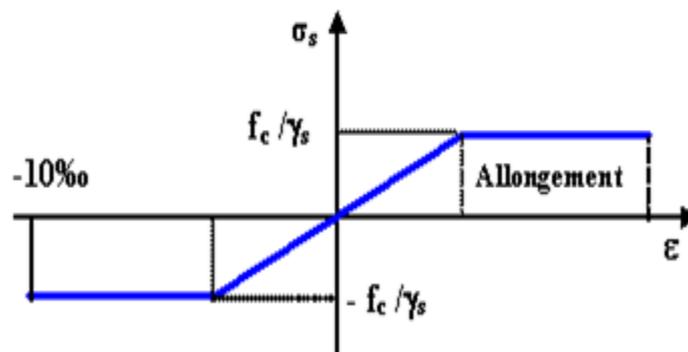


Figure I.10 : Diagramme contrainte-déformation d'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  → Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  → Cas de situations durable ou transitoire.

Rond lisse ( $f_e=235\text{ MPa}$ )

- $\sigma_s = 204,34\text{ MPa}$  Situation durable ou transitoire
- $\sigma_s = 235\text{ MPa}$  Situation accidentelle

A haute adhérence ( $f_e=400\text{ MPa}$ )

- $\sigma_s = 348\text{ MPa}$  Situation durable et transitoire
- $\sigma_s = 400\text{ MPa}$  Situation accidentelle

L'allongement relatif de l'acier  $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{L}$

**-Etat limite de service**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures, la vérification de la contrainte se fait :

- Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec } \bar{\sigma}_s = \min\left(f_e \times \frac{2}{3}, 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right)$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$  Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$  Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$$\sigma_s = \frac{f e}{\gamma_s}$$

Dans notre cas  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

**I.6. Les hypothèses de calcul (BAEL A.4.3,2)****a. Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une charge constante ou très peu dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la Structure
- Le poids de cloison, revêtements, superstructure
- La déformation imposée par la structure

**b. Les actions variables (Q)**

Les actions variables ont une charge qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitation
- Les charges climatiques (Neige et Vent)
- Les effets thermiques

**c. Les actions accidentelles (Fa)**

Elles sont des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les séismes
- Les explosions
- Les feux
- Les chocs

A l'état limite ultime (L'ELU) :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre les armatures de l'acier et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement du béton est limité à : 3,5‰ en flexion simple et composée. 2‰ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à 10‰.
- Le diagramme de déformation d'une section à l'ELU représenté par une droite, doit obligatoirement passer par l'un des pivots A, B, C (règle des trois pivots). Cette règle se fixe comme objectif d'utiliser au mieux le béton et l'acier

**Règle des trois pivots**

- En fonction des sollicitations normales, la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :
  - Par écrasement du béton comprimé.
  - Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limite que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminés à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B, C appelés pivots

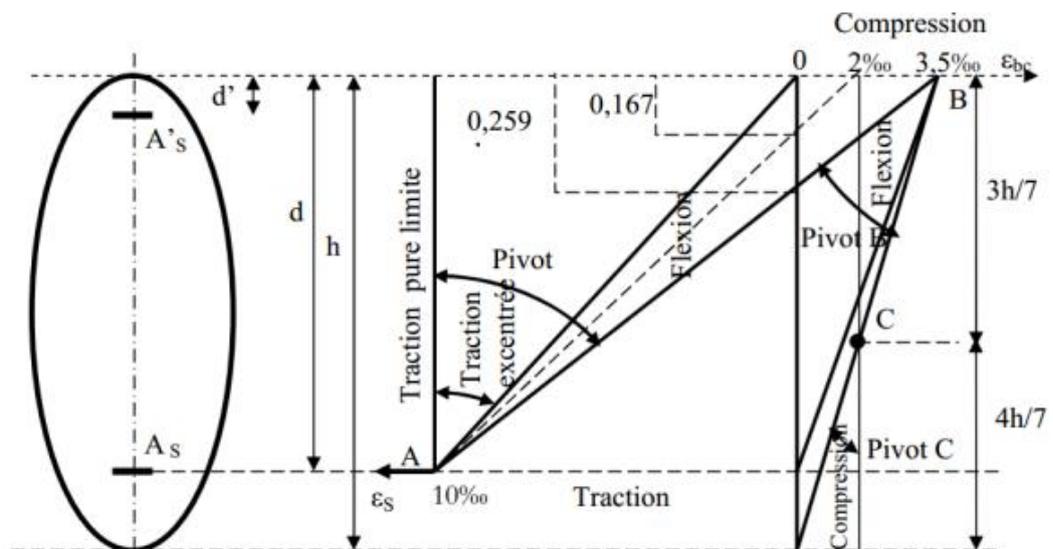


Figure I-11 : Diagramme des déformations limites de la section trois domaines ①, ②, ③ et trois pivots A, B, C

### En résumé :

- **Le pivot A** : Ce domaine correspond aux sollicitations traction, flexion simple et composé. L'état limite atteint dans l'acier (Allongement unitaire de l'acier : 10 ‰)
- **Le pivot B** : Ce domaine correspond à la sollicitation de flexion avec l'état limite ultime atteint dans le béton (Raccourcissement unitaire du béton : 3.5 ‰)
- **Le pivot C** : Ce domaine correspond à la sollicitation compression simple ou composée (Raccourcissement unitaire du béton : 2 ‰)

## I.7. Les combinaisons de calculs

Les combinaisons de calculs à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations sont :

Sollicitation durable :

- E.L.U :  $1,35G + 1,5Q$
- E.L.S :  $G + Q$

Sollicitation accidentelle :

- $G + Q \pm E$
- $0,8.G \pm E$
- $G+Q \pm 1,2E$

## I.8. Récapitulatif

**Tableau I.1 : hypothèses de calcul adoptés pour cette étude**

La résistance à la compression du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$
La résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.}$
Contrainte ultime du béton en compression	$f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$
Le module d'élasticité différé de béton	$E_{v28} = 10818.865 \text{ Mpa.}$
Le module d'élasticité instantané de béton	$E_{i28} = 32164.195 \text{ Mpa.}$
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
Armatures longitudinales	« $f_e E400$ » $H.A f_e = 400 \text{ MPa.}$
Armatures transversales	« $f_e E235$ » $R.L. f_e = 235 \text{ MPa}$
Treillis soudés (de la dalle de compression)	« $f_e E500$ » $H.A f_e = 500 \text{ MPa.}$

### Les logiciels utilisés

- ETABS V 9.7: Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD 2018.
- Applications (RPA, Fondations...)
- DTU ; Socotec (pour calculer les ferrailages des armatures)

# **CHAPITRE II**

## Prédimensionnement des éléments

## II.1. Introduction

L'objectif du prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA99/2003, le BAEL91, CBA93.**

## II.2. Prédimensionnement des planchers

### II.2.1. Planchers corps creux

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. Ce sont des ouvrages en charpente de menuiserie ou de maçonnerie, tout ou une partie en bois, en fer, en béton formant un plan de séparation horizontale entre deux étages.

#### a. Détermination de l'épaisseur du plancher

Pour déterminer l'épaisseur du plancher  $h_t$  on utilise la condition de la flèche

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

Avec : L= La portée maximale entre nu des poutrelles (L= 335 cm)

$h_t$  : Epaisseur du plancher

$$h_t \geq \frac{335}{22.5} = 14,88 \text{ cm}$$

Soit  $h_t = 20 \text{ cm}$

On adopte un plancher en corps creux d'épaisseur 20 cm

{ 16 cm: Epaisseur du corps creux  
{ 4cm: Epaisseur de la dalle de compression

### b. Les planchers à corps creux

Ces planchers constitués de :

- Poutrelles préfabriquées ou coulées sur place en béton armé qui prennent appuis sur des poutres principales en béton armé.
- Des corps creux(entrevous) en béton, en terre cuite ou en polystyrène, disposés entre les poutrelles les uns à côté des autres. L'ensemble sont recouverte d'une dalle en béton appelée table de compression, coulée sur place et armé d'un treillis soudé.

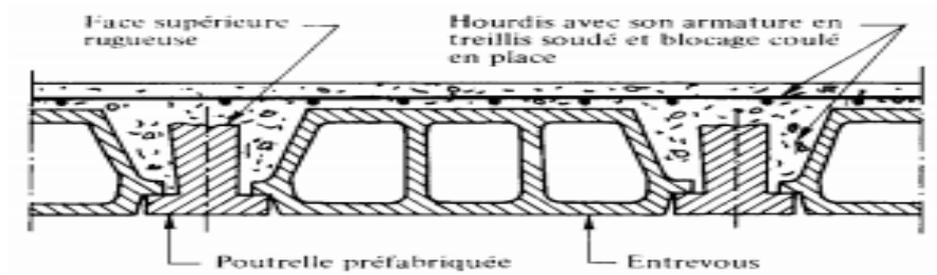


Figure II -1 : Plancher à corps creux

#### II.2.2. Prédimensionnement de dalle pleine

Calcul de l'épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle pleine  $e$  dépend :

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{160}{35} \leq e \leq \frac{160}{30} \Rightarrow 4,57\text{cm} \leq e \leq 5,33\text{cm}$$

Isolation acoustique :  $e \geq 12\text{ cm}$

Sécurité en matière d'incendie :  $e > 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu

On adopte  $e = 12\text{ cm}$

## II.3. Descente des charges

### II.3.1. Plancher en corps creux

- Terrasse inaccessible

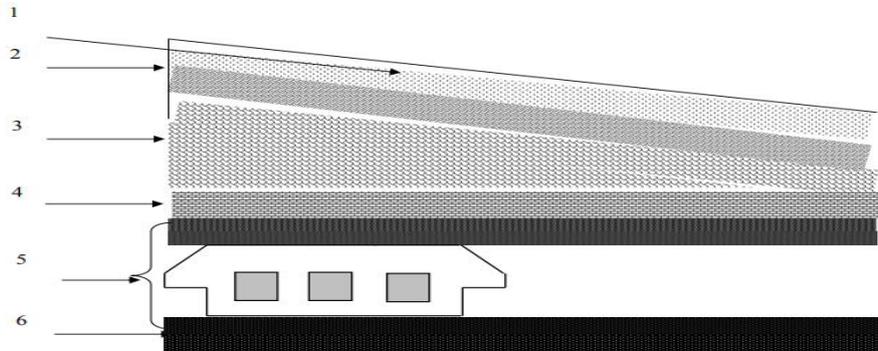


Figure II-2 : Terrasse inaccessible

Tableau II-1 : Descente des charge terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	e (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection en gravillon roulé	4	0.20	0.80
2	Étanchéité multicouche	2	0.20	0.12
3	Forme de pente en béton léger	/	0.90	0.9
4	Asphalte coulé sablé (2.5cm) + polystyrène	2.5	0.50	0.66
5	Plancher en corps creux + dalle de compression	16 + 4	2.75-2.85	2.80
6	Enduit en plâtre/ en ciment	2	0.18	0.20
				G = 5.48KN/m <sup>2</sup> Q= 1 KN/m <sup>2</sup>

- Etage courant

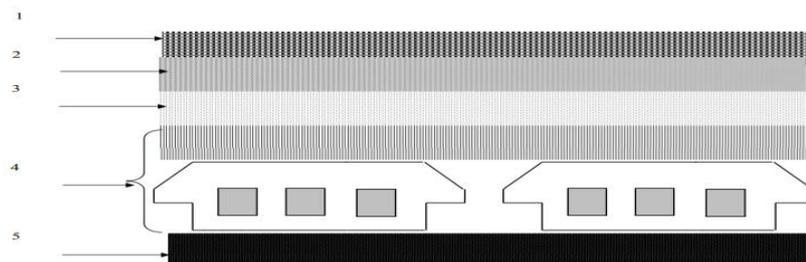


Figure II-3 : Etage courant

Tableau II-2 : Descente des charges étage courant

N	Désignation des éléments	e (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0.2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.2	0.4
3	Sable fin pour mortier	2	0.17	0.34
4	Plancher en corps creux + dalle de compression	16 + 4	2.75-2.85	2.80
5	Enduit en plâtre	2	0.1	0.20
6	Cloison en briques creuses	10	9	0.90

G = 5.04 KN/m<sup>2</sup>  
Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup>

## II.3.2. Descente des charges mur extérieur

Tableau II-3 : Descente des charges mur extérieur

N <sup>0</sup>	Désignations	Epaisseur(cm)	Densité(kN/m <sup>2</sup> )	Poids(kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment sur les deux faces	2	0.18	0.36
2	Paroi extérieure en briques creuses	15	8.66	1.30
3	Paroi intérieure en briques creuses	10	9	0.90
4	Enduit intérieur en plâtre	2	0.10	0.2

G<sub>m</sub> = 2.76kN/m<sup>2</sup>

## II.3.3. Descente des charges dalle pleine

Tableau II-4 : Descente des charges dalle pleine étage courant

N	Désignation des éléments	e (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0.2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.2	0.4
3	Sable fin pour mortier	2	0.17	0.35
4	Poids propre de la dalle pleine	12	25	3
5	Enduit en ciment	2	0.18	0.36
				G = 4.51 KN/m <sup>2</sup> Q = 3.5 KN/m <sup>2</sup>

Tableau II-5 : Descente des charges dalle pleine terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	e (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection en gravillon roulé	4	0.20	0.80
2	Étanchéité multicouche	/	0.12	0.12
3	Forme de pente en béton léger	/	0.90	0.9
4	Isolation thermique+ polystyrène	4	2,5	0,1
5	Poids propre de la dalle pleine	15	25	3
6	Enduit en ciment	2	0.18	0.36
				G = 5,28 kN/m <sup>2</sup> Q = 1 kN/m <sup>2</sup>

## II.4. Prédimensionnement des poutres

Ce sont des supports horizontaux allongés en bois, en métal ou en béton armé, de section étudiée pour une bonne résistance à la flexion simple. Elle peut être aussi définie comme un élément de structure qui supporte les charges du plancher et l'empêche de se plier.

On distingue les poutres principales et secondaires

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité pour les poutres principales et secondaires est défini comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \text{ avec } d = 0.9h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{array} \right.$$

- La vérification des conditions du RPA 99/2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

### II.4.1. Poutres Principales

Elle supporte des poutres secondaires ou des poutrelles et repose elle-même sur des porteurs verticaux (Poteaux, voiles).

- h: hauteur totale de la poutre
- b: largeur de la poutre
- L: portée maximale entre axe des poutres principales ( L= 550 cm)
- d: hauteur utile (d = 0.9xh)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36.67 \leq h \leq 55 \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 10.8 \leq b \leq 14.4 \text{ avec } d = 36 \text{ donc on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{40}{30} = 1.33 \leq 3 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**Vérification du RPA :**

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \end{cases} \quad \text{Toutes les conditions sont vérifiées}$$

**II.4.2. Poutres secondaires**

Ce sont des poutres qui sont perpendiculaires aux poutres principales, elles ont un rôle de chaînage.

- h : hauteur totale de la poutre
- b : largeur de la poutre
- L : portée maximale entre axe des poutres secondaires ( L= 410 cm)
- d : hauteur utile (d = 0.9xh)

$$\begin{cases} \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.34 \leq h \leq 41 \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 9.45 \leq b \leq 12.6 \text{ avec } d = 31.5 \text{ donc on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{35}{30} = 1.14 \leq 3 \text{ condition vérifiée} \end{cases}$$

**Vérification du RPA**

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.14 < 4 \end{cases} \quad \text{Toutes les conditions sont vérifiées}$$

**II.4.3. La poutre palière**

C'est une poutre qui supporte les paliers et les limons d'un escalier

$$\begin{cases} \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 21 \leq h \leq 31,4 \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \\ 8.1 \leq b \leq 10.8 \text{ avec } d = 27 \text{ donc on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{30}{30} = 1 \leq 3 \text{ condition vérifiée} \end{cases}$$

**Vérification du RPA :**

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases} \quad \text{Toutes les conditions sont vérifiées}$$

### II.4.4. Poutre Brisée

C'est une poutre qui supporte les paliers et les limons d'un escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18.66 \leq h \leq 28 \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \\ 8.1 \leq b \leq 10.8 \text{ avec } d = 27 \text{ donc on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{30}{30} = 1 \leq 3 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**Vérification du RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{array} \right. \quad \text{Toutes les conditions sont vérifiées}$$

### II.5. Pré dimensionnement des Poteaux

Ce sont des éléments verticaux qui supportent les poutres principales et transmettent les efforts de la super structure à l'infrastructure.

**La loi de dégression des surcharges :**

C'est la loi qui permet de calculer les surcharges d'exploitations verticales dans le cas des bâtiments de plus de cinq étages.

**Tableau II-6 : La loi de dégression**

Niveau des Plancher	$\Sigma$ Surcharges	$\Sigma$ Surcharges (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$\Sigma_0 = Q_0$	1.00
6	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2.50
5	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.95
4	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
3	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
2	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
1	$\Sigma_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
RDC	$\Sigma_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.5

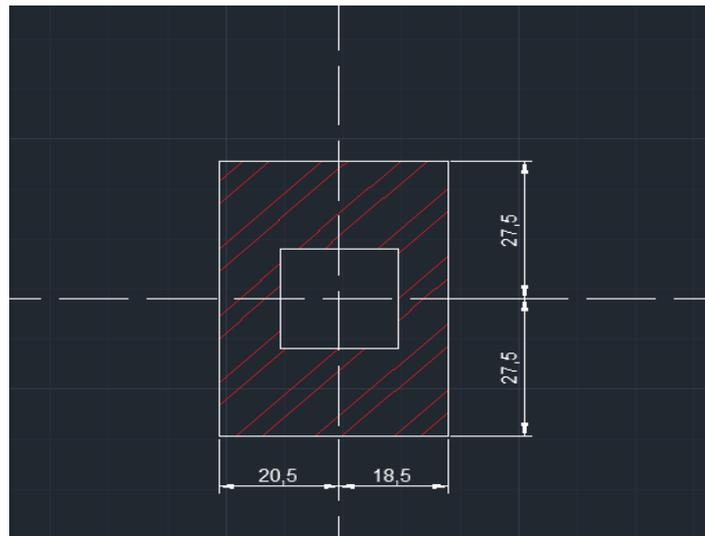


Figure II-4 : Poteau le mieux sollicité

$$S = \left(\frac{4,1+3,7}{2}\right) \times \left(\frac{5,5+5,5}{2}\right) = 21,45 \text{ cm}^2$$

#### a. Détermination de Nu

$$Nu = 1.35 NG + 1.5 NQ$$

#### Calcul de NG :

-La terrasse :  $G = 5,48 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$NG_T = S \times G = 5,48 \times 21,45 = 117,55 \text{ KN}$$

-Etage et le RDC :  $G = 5,04 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$NG_{E+RDC} = 7 \times S \times G = 7 \times 5,04 \times 21,45 = 756,756 \text{ KN}$$

#### On majore les efforts de 10%

$$NG = 1,1 \times (NG_T + NG_{E+RDC}) = 961,73 \text{ KN}$$

#### Calcul de NQ :

$$NQ = S \times Q = 21,45 \times 8,5 = 182,32 \text{ KN}$$

**On majore les efforts de 10%**

$$NQ = 1,1 \times 182,32 = 200,55 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } Nu = 1.35 \times 961,73 + 1.5 \times 200,55 = 1599,16 \text{ KN}$$

**b. Détermination de la section du poteau (axb)cm<sup>2</sup>**

➤ **Calcul d'a :**

- $\lambda$  : Elancement d'EULER ( $\lambda = \frac{l_f}{i}$ )
- $l_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ ).
- $I$  : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ( $I = \frac{bh^3}{12}$ ).
- $B$  : Surface de la section du béton ( $B=axb$ ).

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{i} \leq 50$$

$$\text{Avec } L_0 = 4,08 \text{ m}$$

$$B = b \cdot a$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

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

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

$$\left( \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285.6}{0.289a} \leq 50 \right) \rightarrow \left( a \geq \frac{285.6}{0.289 \times 50} = 19.76 \text{ cm} \right)$$

**On prend : a=45cm**

$$\left( \lambda = \frac{0.7L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{285.5}{11.56} = 21.95 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \right)$$

## ➤ Calcul de b :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $N_u$ : Effort normal ultime (compression)
- $\alpha$ : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha=f(\lambda)$ ).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1.5$ ).....situation durable.
- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1.15$ ).....situation durable.
- $f_e$ : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400MPa$ ).
- $f_{c28}$ : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25MPa$ ).
- $A_s$ : Section de l'acier comprimée zone IIa :  $A_s = 0.8\% Br$
- $Br$ : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ( $Br = ((a-2)(b-2)) \text{ cm}^2$ ).

$$Br = (45-2)(b-2) = 43(b-2)$$

$$A_s = 0.344(b-2)$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.95}{35}\right)^2} = 0.788$$

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$1599,16 \leq 0.788 \times \left[ \frac{43(b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.344 \times (b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$1599,16 \leq 0.788 \times 91.59 \times (b-2) \Rightarrow 1599,16 \leq 72.17 \times (b-2)$$

$$\Leftrightarrow b-2 \geq 22.16 \Rightarrow b > 24.16 \text{ cm}$$

On prend  $b = 45 \text{ cm}$

Vérification des conditions du RPA 99 /2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) > 25\text{cm}; \text{Min}(45,45) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a, b) > \frac{h_e}{20}; \quad \text{Min}(45,45) = 45 > \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad 0.25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La section de poteau est de (45x45) cm<sup>2</sup>

## II.6. Prédimensionnement des voiles

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le (RPA99 version 2003) sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisant à la condition :  $L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : Longueur du voile, e : Epaisseur du voile

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003). D'où leur 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.

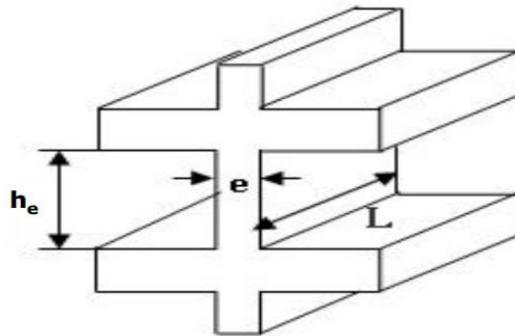


Figure II-5 : Le voile

Niveau RDC :  $h_e = 408$  cm

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \rightarrow e \geq \max\left(\frac{408}{22}; 15\right) \rightarrow e \geq \max(18.54 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) & e = 20 \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Niveau étage  $h_e = 306$  cm

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \rightarrow e \geq \max\left(\frac{306}{22}; 15\right) \rightarrow e \geq \max(13.90 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) & e = 20 \text{ cm} \\ L \geq 4e \end{cases}$$

On adopte des voiles d'épaisseur  $e = 20$  cm

$L \geq 4 \times 20 = 80$  cm, donc  $L \geq 80$  cm

## II.7. Récapitulatif

Tableau II-7 : les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles

Niveau	Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Sections des poutres principales (cm <sup>2</sup> )	Sections des poutres secondaires (cm <sup>2</sup> )	Epaisseur des voiles (cm <sup>2</sup> )	Sections de la poutre palière (cm <sup>2</sup> )	Sections de la poutre brisé (cm <sup>2</sup> )
RDC	45X45	30X40	30X35	20	30X30	30X30
01						
02						
03	40X40					
04						
05	35X35					
06						
07						

# **CHAPITRE III**

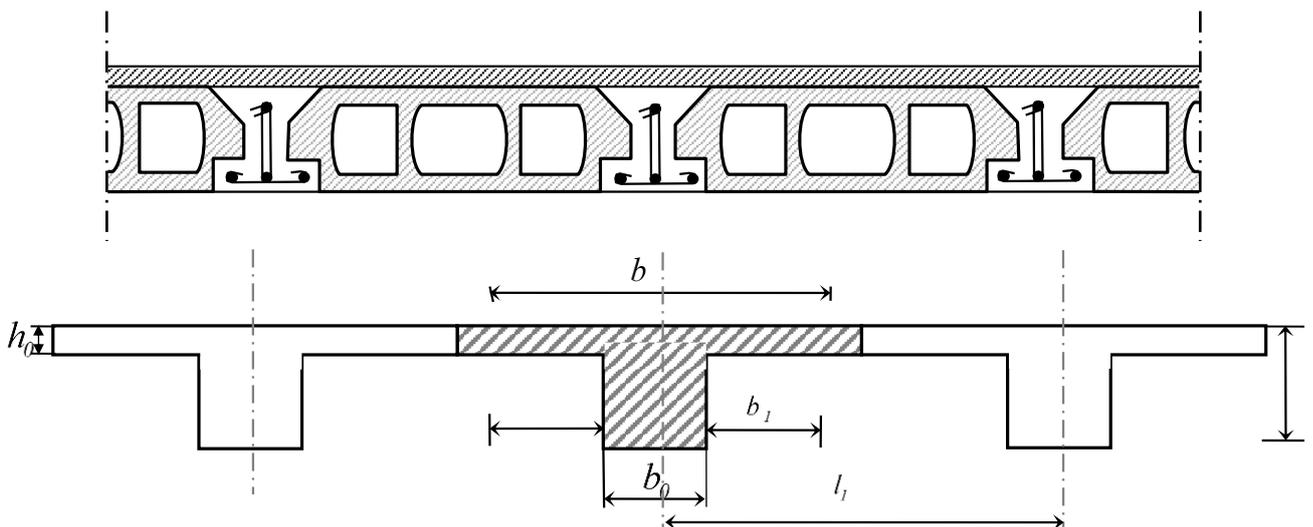
## Etude des éléments non structuraux

### III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments structuraux et non-structuraux. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non-structuraux (planchers, escalier, balcon, acrotère et ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur les éléments considérés, calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination du ferrailage des éléments.

### III.2. Calcul des planchers en corps creux

Notre plancher est en corps creux d'épaisseur 20cm (16+4) cm (voir le prédimensionnement dans le chapitre 2) :



**Figure III.1 : Plancher à corps creux**

L: Portée entre nus d'appui de la travée considérée

L1 : Distance entre axes des nervures

L1 est généralement prise égale 65 cm.

Ht : Hauteur totale du plancher

$$b1 = \min \begin{cases} b1 \leq \frac{(l1-b0)}{2} \\ b1 \leq \frac{l}{10} \\ 6ho \leq b1 \leq 8ho \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b1 \leq \frac{(65-12)}{2} = 26,5 \\ b1 \leq \frac{375}{10} = 37,5 \\ 24 \leq b1 \leq 32 \end{cases} \Rightarrow b1 = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

**Tableau III.1: Dimensions de la poutrelle**

ht	20 cm	$b_0$	12 cm
$h_0$	4cm	$b_1$	26,5 cm
h	16 cm	b	65 cm

### III.2.1. Méthodes de Calcul des poutrelles

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite "méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

➤ **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire**

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

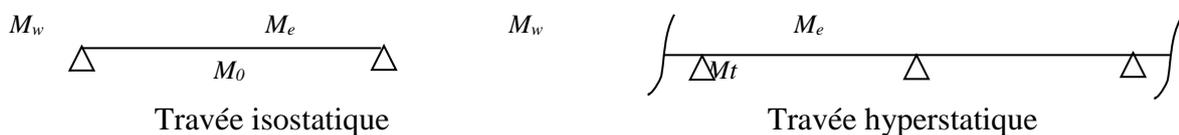
1. La charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$$

- 4 - la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ **Principe de calcul :**

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques " $M_0$ " de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de  $M_w$ ,  $M_t$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\left[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\right] - \frac{M_w+M_e}{2}$
- $M_t \geq M_0 \frac{(1+0,3\alpha)}{2}$  dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq M_0 \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2}$  dans une travée de rive

$M_0$  : moment maximal dans la travée indépendante

$M_t$  : moment maximal dans la travée étudiée

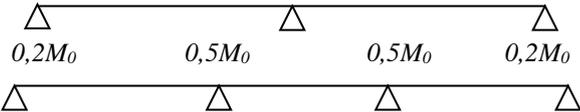
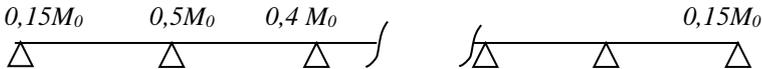
$M_w$  : moment sur l'appui gauche de la travée

$M_e$  : moment sur l'appui droit de la travée

$\alpha$  :  $Q / (G+Q)$  rapport des charges d'exploitation à la somme des G et Q.

➤ **Valeurs des moments aux appuis**

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

- Cas de deux travées :  $0,2M_0$                        $0,6M_0$                        $0,2M_0$
- Cas de trois travées : 
- Cas de plus de trois travées : 

➤ **Effort tranchant**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

- $T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{Ql}{2}$
- $T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{Ql}{2}$

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

**1-La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$**

a- **Plancher R.D.C 1<sup>ère</sup> 2<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étages :**  $G = 5,04 \text{ KN/m}^2$ ,  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,08 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

b- **Plancher terrasse :**  $G = 5,48 \text{ KN/m}^2$ ,

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,96 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**2-Poutrelle à inertie constante ( $I = \text{Cte}$ )** condition vérifiée

**3-Fissuration peu préjudiciable.**

Plancher du 1<sup>er</sup> au 6<sup>ème</sup> étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Pour le plancher terrasse la fissuration est peu préjudiciable (l'étanchéité)... Condition vérifiée.

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25 \quad \text{condition vérifiée.}$$

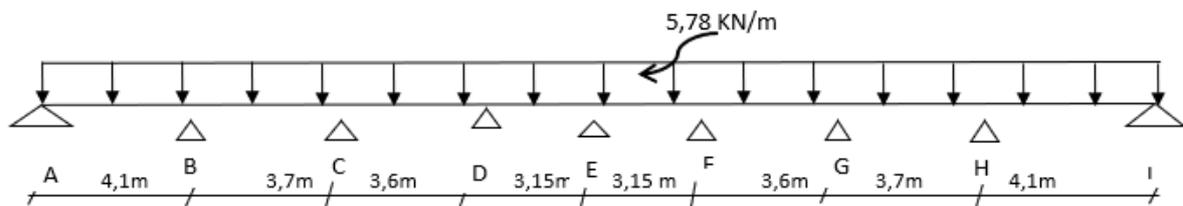
Puisque le rapport  $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$  satisfait ; on utilisera la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers.

**III.2.2. Plancher terrasse inaccessible**

$$G = 5,48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 5,78 \text{ KN/m}^2 \\ q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$



**Figure III.2 : Schéma statique du plancher type 1**

➤ **Moments :**

- $q_u = 5,78 \text{ KN/ml}$
- $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{5,48+1} = 0,15$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,045$

- $(1,2+0,3 \alpha) / 2 = 0,623$ (travée de rive).
- $(1+0,3 \alpha) / 2 = 0,523$ (travée intermédiaire).

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \left[ \frac{M_w + M_e}{2} \right] \\ \left[ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \left[ \frac{M_w + M_e}{2} \right] \\ \left[ \frac{1+0,3\alpha}{2} \right] M_0 \end{cases}$$

➤ **Efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + q_u \cdot \frac{L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - q_u \cdot \frac{L}{2}$$

**Tableau III.2 : Récapitulatifs des moments et efforts tranchants de la terrasse (type 1)**

Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
		M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub> (-)	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
A-B	4,1	12,14	8,5	2,43	6,07	10,96	12,74	8,84	6,19	1,77	4,42
B-C	3,7	9,89	5,37	6,07	3,96	11,26	10,12	7,2	3,91	4,42	2,88
C-D	3,6	9,36	5,98	3,96	3,74	10,462	10,34	6,82	3,36	2,88	2,73
D-E	3,15	7,17	4,23	3,74	2,87	9,38	8,82	5,22	3,07	2,73	2,088
E-F	3,15	7,17	4,23	2,87	3,74	8,82	9,38	5,22	3,07	2,088	2,73
F-G	3,6	9,36	5,98	3,74	3,96	10,34	10,462	6,82	3,36	2,73	2,88
G-H	3,7	9,89	5,37	3,96	6,07	10,12	11,26	7,2	3,91	2,88	4,42
H-I	4,1	9,89	8,5	6,07	2,43	12,74	10,96	8,84	6,19	4,42	1,77

➤ **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fera pour le cas des sollicitations les plus défavorables et le ferrailage adopté sera généralisé sur tous les poutrelles, pour des raisons d'exécution.

$$M_{\text{tmax}} = 8,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{armax}} = 2,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{aintmax}} = 6,07 \text{ kN.m}$$

**-En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = bh_0 f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{tmax}} = 8,5 \text{ kN.m} < 58,95 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(bxht) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{8,5 \cdot 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,986$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{8,5 \cdot 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 1,38 \text{ cm}^2$$

**-Condition de non fragilité**

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour } \mathbf{3T12 : A = 3,39 \text{ cm}^2}$$

**-Appuis de rive : (b<sub>0</sub>xht) = (12x20) cm<sup>2</sup>**

$$M_{ar_{max}} = 2,43 \text{ kN} \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{2,43 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,17} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,044}) = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,978$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,43 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 18 \cdot 348} = 0,4 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 10 \cdot 8 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,15 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour } \mathbf{2T10 : A = 1,57 \text{ cm}^2}$$

**-Appuis intermédiaires : (b<sub>0</sub>xht) = (12x20) cm<sup>2</sup>**

$$M_{ar_{max}} = 6,07 \text{ kN} \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{6,07 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,17} = 0,110$$

$$\mu = 0,110 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,110}) = 0,146$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,942$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,07 \cdot 10^3}{0,942 \cdot 18 \cdot 348} = 1,03 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 10,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,15 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour 2T10 : } A = 1,57 \text{ cm}^2$$

**-Les armatures transversales  $A_t$ :**

**Diamètre**  $\Phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L)$

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5,71 \text{ mm}$$

on adopte:  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

**-Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} St \leq 16,2 \text{ cm}$$

On prend  $St = 16 \text{ cm}$

**-Zone nodale:**

$$St \leq \min(10\Phi_L ; 15 \text{ cm})$$

$$St \leq 10 \text{ cm}$$

$St = 10 \text{ cm}$  Zone nodale.

$St = 16 \text{ cm}$  Zone courante

### III.2.3. Planchers R.D.C et étages courant

$$\left. \begin{array}{l} G = 5,04 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 5,88 \text{ KN/m}^2 \text{ à l'E.L.U :} \\ q_{ser} = G + Q = 6,54 \text{ KN/m}^2 \text{ à l'E.L.S :} \end{array}$$

**Type1 :**

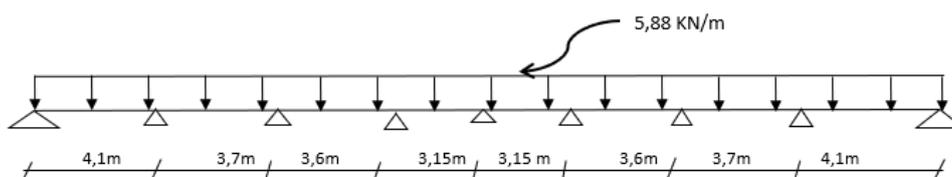


Figure III.3 : Schéma statique du plancher type 1

**Moments**

- $q_u = 5,88 \text{ KN/ml}$
- $\alpha = 0,23$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,063 > 1,05$  on tient compte 1,063
- $(1,2+0,3 \alpha) /2 = 0,63$  (travée de rive).
- $(1+0,3 \alpha) /2 = 0,53$  (travée intermédiaire).

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \left[ \frac{M_w + M_e}{2} \right] \\ \left[ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \left[ \frac{M_w + M_e}{2} \right] \\ \left[ \frac{1+0,3\alpha}{2} \right] M_0 \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + q_u \cdot \frac{L}{2}$$

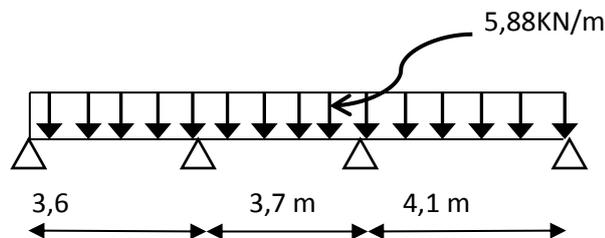
$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - q_u \cdot \frac{L}{2}$$

**Moments à l'E.L. S :**

- $q_{ser} = (G + Q) \cdot 0,65 = 4,25 \text{ KN/m}$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,063 > 1,05$  donc on doit tenir compte de 1,063
- $(1,2+0,3 \alpha) /2 = 0,63$  (travée de rive).
- $(1+0,3 \alpha) /2 = 0,53$  (travée intermédiaire).

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \left[ \frac{M_w + M_e}{2} \right] \\ \left[ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \left[ \frac{M_w + M_e}{2} \right] \\ \left[ \frac{1+0,3\alpha}{2} \right] M_0 \end{cases}$$

**Type02****Figure III.4 : Schéma statique du plancher type 2**➤ **Moments :**

- $q_u = (1,35G + 1,5Q).0,65 = 5,88 \text{ KN/ml}$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,063$
- $(1,2+0,3 \alpha) / 2 = 0,63$  (travée de rive).
- $(1+0,3 \alpha) / 2 = 0,53$  (travée intermédiaire).

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \left[ \frac{M_w + M_e}{2} \right] \\ \left[ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \left[ \frac{M_w + M_e}{2} \right] \\ \left[ \frac{1+0,3\alpha}{2} \right] M_0 \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + q_{su} \cdot \frac{L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - q_u \cdot \frac{L}{2}$$

➤ **Sollicitation à l'E.L. S :**

- $q_{ser} = (G + Q).0,65 = 4,25 \text{ KN/m}$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,063$

- $(1,2+0,3 \alpha) / 2 = 0,62$ (travée de rive).
- $(1+0,3 \alpha) / 2 = 0,52$  (travée intermédiaire).

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \left[ \frac{M_w+M_e}{2} \right] \\ \left[ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \left[ \frac{M_w+M_e}{2} \right] \\ \left[ \frac{1+0,3\alpha}{2} \right] M_0 \end{cases}$$

**Tableau III.3 : Récapitulatifs des moments et efforts tranchants de types 1 et 2**

	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	Te(-)	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
Type01	A-B	4,1	12,35	8,81	2,47	6,17	11,15	12,95	8,93	6,39	1,78	4,45
	B-C	3,7	10,06	5,6	6,17	4,03	11,45	10,29	7,27	4,06	4,45	2,9
	C-D	3,6	9,52	6,20	4,03	3,80	10,64	10,52	6,88	4,49	2,9	2,75
	D-E	3,15	7,29	4,39	3,80	2,92	9,54	8,98	5,27	3,85	2,75	2,1
	E-F	3,15	7,29	4,39	2,92	3,8	8,98	9,54	5,27	3,85	2,1	2,75
	F-G	3,6	9,52	6,20	3,8	4,03	10,52	10,64	6,88	4,49	2,75	2,9
	G-H	3,7	10,06	5,6	4,03	6,17	10,29	11,45	7,27	4,06	2,9	4,45
	H-I	4,1	12,35	8,81	6,17	2,47	17,62	11,15	8,93	6,39	4,45	1,78
	Type02	A-B	3,6	12,35	8,81	2,47	6,17	11,15	12,95	8,93	4,72	1,78
B-C		3,7	10,06	5,33	6,17	5,03	11,17	10,57	7,27	3,82	4,45	3,64
C-D		4,1	9,52	6,65	5,03	1,90	11,45	9,71	6,88	6,18	3,64	1,38

- Les sollicitations maximales de calcul sont :

**Type01 :**

$$E. L. U \begin{cases} M_{tmax} = 8,81 \text{ KN.m} \\ M_{aintmax} = 6,17 \text{ KN.m} \\ M_{armax\chi} = 2,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_{max} = 17,62 \text{ KN}$$

$$E. L. S \begin{cases} M_{tmax} = 6,39 \text{ KN.m} \\ M_{aintmax} = 4,45 \text{ KN.m} \\ M_{armax\chi} = 1,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Type02 :**

$$E. L. U \begin{cases} M_{tmax} = 8,81 \text{ KN.m} \\ M_{aintmax} = 6,17 \text{ KN.m} \\ M_{armax\chi} = 1,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_{max} = 12,95 \text{ K}$$

$$E. L. S \begin{cases} M_{tmax} = 6,39 \text{ KN.m} \\ M_{aintmax} = 4,45 \text{ KN.m} \\ M_{armax\chi} = 1,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

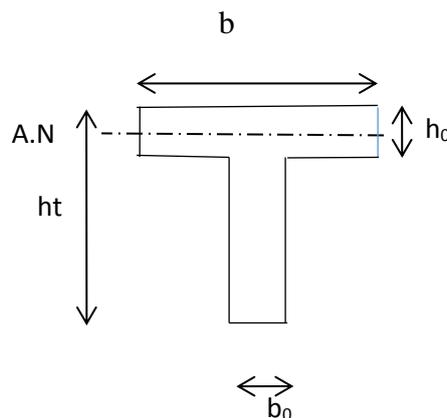
- **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fera pour le cas des sollicitations les plus défavorables et le ferrailage adopté sera généralisé sur tous les poutrelles, pour des raisons d'exécution.

**-En travée**

$$M_{travéemax} = 8,81 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(bxht) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à



**Figure III.5 : Schéma statique de section en T**

$$\mu = \frac{Mt}{fbc \cdot d^2 \cdot b} = \frac{8,81 \cdot 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 65} = 0,030$$

$$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,5} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,81 \cdot 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,43 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{s_{\min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s_{\min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Le choix : **3T12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**

**-Appuis de rive : (boxht) = (12x20) cm<sup>2</sup>**

$$M_{\text{armax}} = 2,47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{2,47 \cdot 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,978$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,437}{0,978 \times 18 \times 348} = 0,4 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{s_{\min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s_{\min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 10 \cdot 8 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,15 \text{ cm}^2$$

On opte pour **2T10 : A = 1,57 cm<sup>2</sup>**

-Appuis intermédiaires : (b<sub>0</sub>xh<sub>t</sub>) = (12x20) cm<sup>2</sup>

$$M_{\text{armax}}=6,17 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{6,17 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,17} = 0,110$$

$$\mu = 0,110 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,110}) = 0,146$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,942$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,17 \cdot 10^3}{0,942 \cdot 18 \cdot 348} = 1,03 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{s\text{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s\text{min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 10,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,15 \text{ cm}^2$$

On opte pour **2T10** : A = **1,57 cm<sup>2</sup>**

**-Les armatures transversales A<sub>t</sub>:**

$$\text{Diamètre} \quad \Phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L)$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \text{ mm}$$

on adopte:  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

**-Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min(16,2; 40\text{cm}) \end{array} \right\} St \leq 16,2 \text{ cm}$$

On prend St=16 cm

**Zone nodal:**

$$St \leq \min(10\Phi_L; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

St = 10cm Zone nodale.

St = 16 Zone courante

### III.2.4. Vérifications

- Vérification de l'effort tranchant

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

Plancher R.D.C 1<sup>ère</sup> 2<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étages

L'effort tranchant maximal  $T_{\max} = 12,95\text{KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{d.b_0} = 0,81$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Vérification des contraintes à l'E.L. S :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Plancher R.D.C et étages :

Sur travée :

$$M_{ser} = 6,39 \text{ KN.m} ; \quad M_u = 8,81 \text{ kN.m} ; \quad \alpha = 0,23$$

$$\gamma = \frac{8,81}{6,39} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{0,31}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44 \quad \text{condition vérifiée}$$

**Sur appuis :**

$$M_{ser} = 4,45 \text{ KN.m} ; \quad M_u = 6,17 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0,23$$

$$\gamma = \frac{6,17}{4,45} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{0,38}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44 \quad \text{condition vérifiée}$$

**Plancher terrasse inaccessible :****En travée :**

$$M_{ser} = 6,19 \text{ KN.m} ; \quad M_u = 8,5 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0,15$$

$$\gamma = \frac{8,15}{6,19} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{0,37}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44 \quad \text{condition vérifiée}$$

**Sur appuis :**

$$M_{ser} = 4,42 \text{ KN.m} ; \quad M_u = 6,07 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0,15$$

$$\gamma = \frac{6,07}{4,42} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{0,37}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44 \quad \text{condition vérifiée}$$

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

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \quad \eta = 15 ; \quad A' = 0 ; \quad A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$32.5y^2 - 15 \times 3.14(d - y) = 0$$

$$y = 4.43 \text{ cm}$$

$y = 4.43 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \Rightarrow$  L'axe neutre ne tombe pas dans la table de compression.

- **Le moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{65(4.43)^3}{3} + 15 \times 3.14(18 - 4.43)^2 = 10556.88 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

**-Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{6.39 \times 10^3}{10556.88} \times 4.43 = 2.68 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e: \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{639}{10556.88} \times (18 - 4.43) = 12.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 12.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

**Vérification de la flèche :**

D'après BAEL 91 modifiée 99 :  $f \leq f_{adm}$

**Avec :  $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$**  →  $L_{max}$  : la portée maximale

Dans notre cas, on a :  $L_{max} = 4,1 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,24^3}{12} + 15,3,39 \left( \frac{0,24}{2} - 0,024 \right)^2$$

$$I_0 = 4,69 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,216} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65}) \cdot 0,013} = 3,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75ft28}{(4\rho \delta st) + ft28} = 0,818$$

$$F_i = \frac{1,1I_0}{(1+\lambda i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 4,69 \cdot 10^{-1}}{(1+3,16 \cdot 0,818)} = 0,14m^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{10,24 \cdot 10^{-3} \cdot 4,3^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 0,14} = 4,2 \cdot 10^{-6}m$$

$$\text{Avec : } E_i = 11000 \sqrt[3]{(fc28)} = 32164,2MPa$$

$$\text{Donc : } f = 4,2 \cdot 10^{-3} cm \leq f_{adm} = 0,86 cm \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis**

- **Plancher R.D.C et étages :**

$$T_u = 12,95 \text{ KN} ; \quad M_{appui} = 6,17 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{6,17}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 38,08 \text{ KN} > T_u = 12,95 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **plancher Terrasse inaccessible :**

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{6,07}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 37,46 \text{ KN} > T_u = 12,95 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

POUTRELLE TYPE2 (16+4)

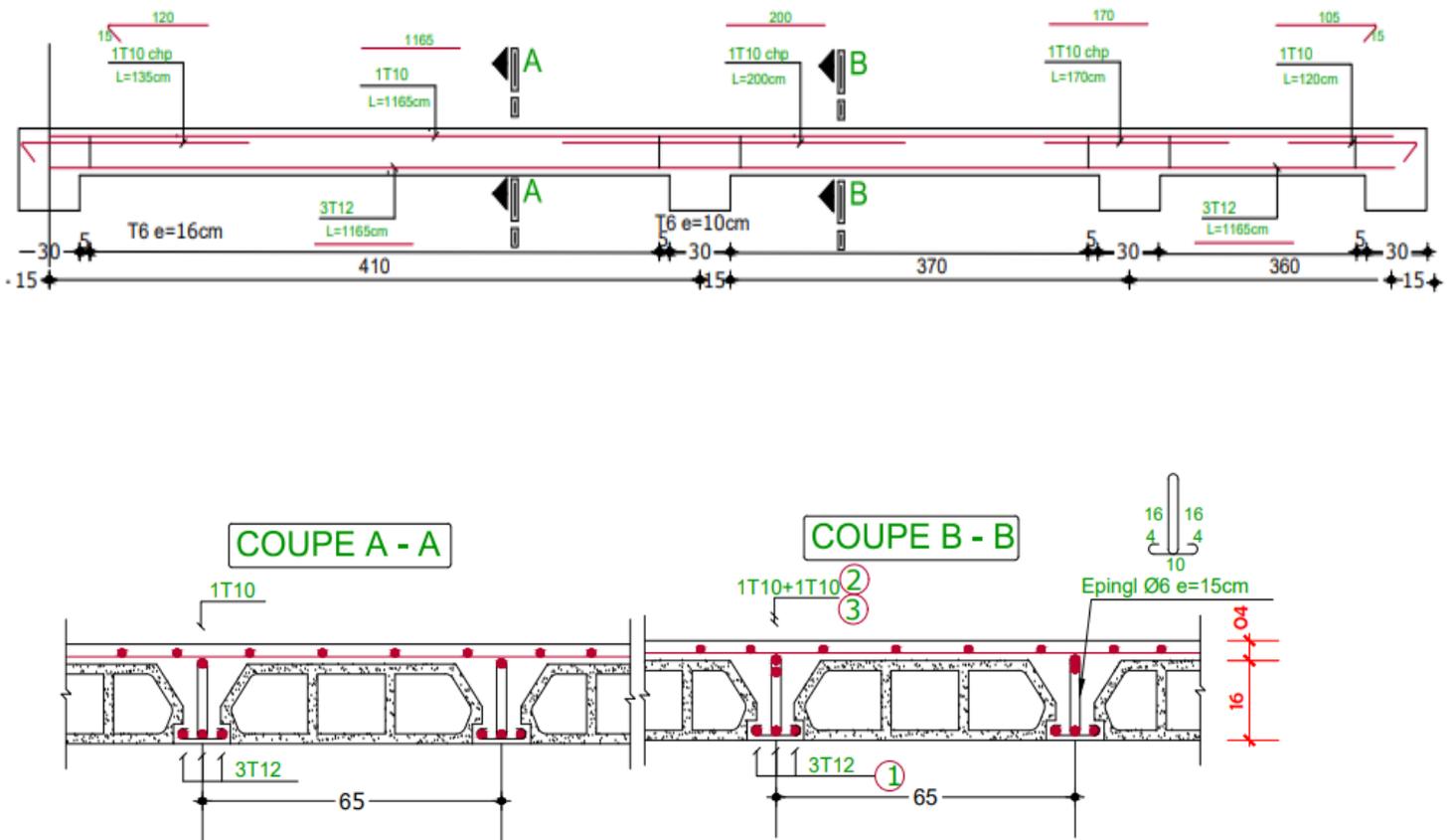


Figure III. 6 : Dessin de ferrailage des poutrelles

### III.3. L'acrotère

L'acrotère est un muret situé en périphérie des toits terrasses, dans le prolongement des façades. Il forme un rebord suffisamment haut ou s'équipe d'un garde-corps, dans le cas d'une terrasse accessible. Il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute.

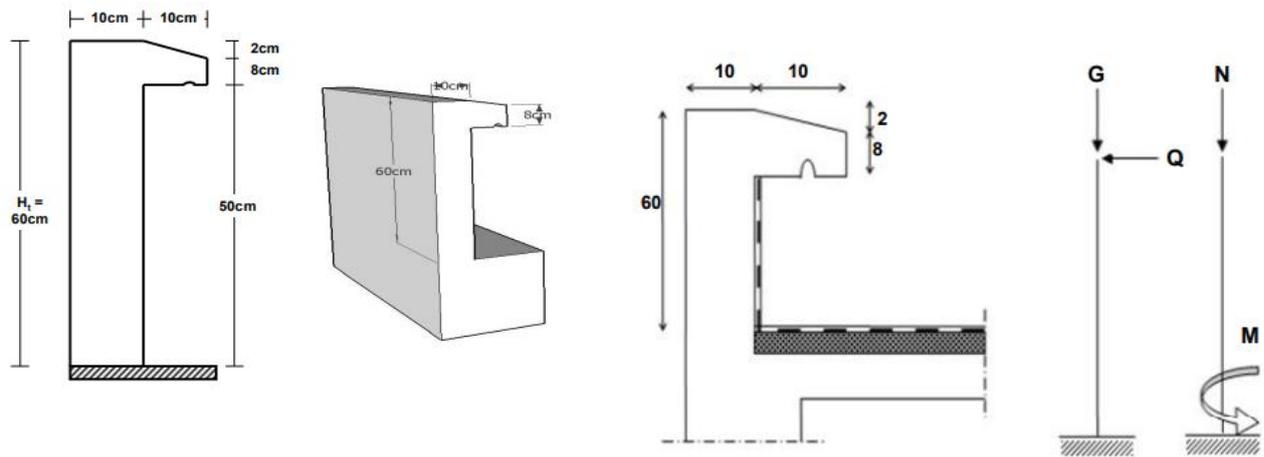


Figure III.7 : Acrotère

#### III.3.1. Calcul des sollicitations

Le poids propre

$$S = \left[ 0.6 \times 0.1 + 0.08 \times 0.1 + \frac{0.02 \times 0.1}{2} \right] = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G = S \gamma_{BA} = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN / ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml}$$

➤ **Charge aux états limites**

**-E.L. U :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bonde de 1m de longueur.

$$\begin{cases} N_U = 1.35G = 1.35 \times 1.72 = 2.33 \text{ kN/m} \\ M_U = 1.5Qh = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m} \\ T_U = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN} \end{cases}$$

**-E.L. S :**

$$\begin{cases} N_S = G = 1.72 \text{ kN/m} \\ M_S = Qh = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m} \\ T_S = Q = 1 = 1 \text{ kN} \end{cases}$$

➤ **Enrobage :**

Vu que la fissuration est peu préjudiciable, on prend  $C=C'=2\text{cm}$ .

➤ **Excentricité :**

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_U} = \frac{0.9}{2.33} = 0.39 \text{ m} \\ \frac{e_p}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} < 0.39 \text{ m} \end{cases}$$

$e_p$ : Epaisseur de l'acrotère.

### III.3.2 Calcul du ferrailage (ELU)

- **Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_U = N_u \left[ e + \frac{h}{2} - C \right] = 2.33 \left[ 0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] = 0.97 \text{ kN.m}$$

$$(d - C')N_U - M_U \leq (0.337h - (0.81C'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - C')N_U - M_U = ((0.09 - 0.02) \times 2.33) - 0.97 = -0.8 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} (0.337h - (0.81C'))f_{bc} \times b \times h &= ((0.337 \times 0.1) - (0.81 \times 0.02))14.17 \times 10^3 \times 1 \times 0.1 \\ &= 24.79 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$-0.81 < 24.79 \text{ kN.m};$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire pour une bande de 1m :  $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

Avec  $d = 0.9 \times h$

$$M_U = 0.97 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.0084$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2.10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392 > \mu = 0.0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0.0084 \rightarrow \beta = 0.956$$

- **Calcul de la section d'armatures en**
- **Flexion simple :**

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0.97 \times 10^3}{348 \times 0.956 \times 9} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Flexion composée**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0.32 - \frac{2.33 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Section minimale des armatures en flexion composée pour un rectangle**

- **Les armatures principales**

$$N_{ser} = N_G = 1.72 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.60}{1.72} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{S \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d} \times 0.23 = \frac{9 \times 100 \times 2.1}{400} \times \frac{35 - 4.05}{35 - 1.665} \times 0.23$$

$$= 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-On adopte **5φ6p. m**; **A<sub>s</sub> = 1.41 cm<sup>2</sup>/ml**; avec un espacement S<sub>t</sub> = 20cm

- **Les armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-On adopte :A<sub>s</sub> = 1.41 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit: 5T6p. m

### III.3.3. Les vérifications

- **Vérification des contraintes (E.L.S)**

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1.72 \times \left( 0.35 - 0.02 + \frac{0.10}{2} \right) = 0.65 \text{ kN.m}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21.15y - 190.35 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4.a.c \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 196.26 \Rightarrow y_1 = -2.17 \text{ et } y_2 = 1.75$$

On prend :  $y = 1.75 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1.75^3}{3} + (15 \times 1.41 \times (9 - 1.75)^2) = 1290.34 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1290.34} \times 1.75 = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.88 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$**

$\sigma_{st} = f_e$ : Fissuration peu préjudiciable

Avec :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1290.34} \times (9 - 1.75) = 54.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \rightarrow T = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.50}{1 \times 0.09} = 16.67 \text{ kN/m}^2 = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right); 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

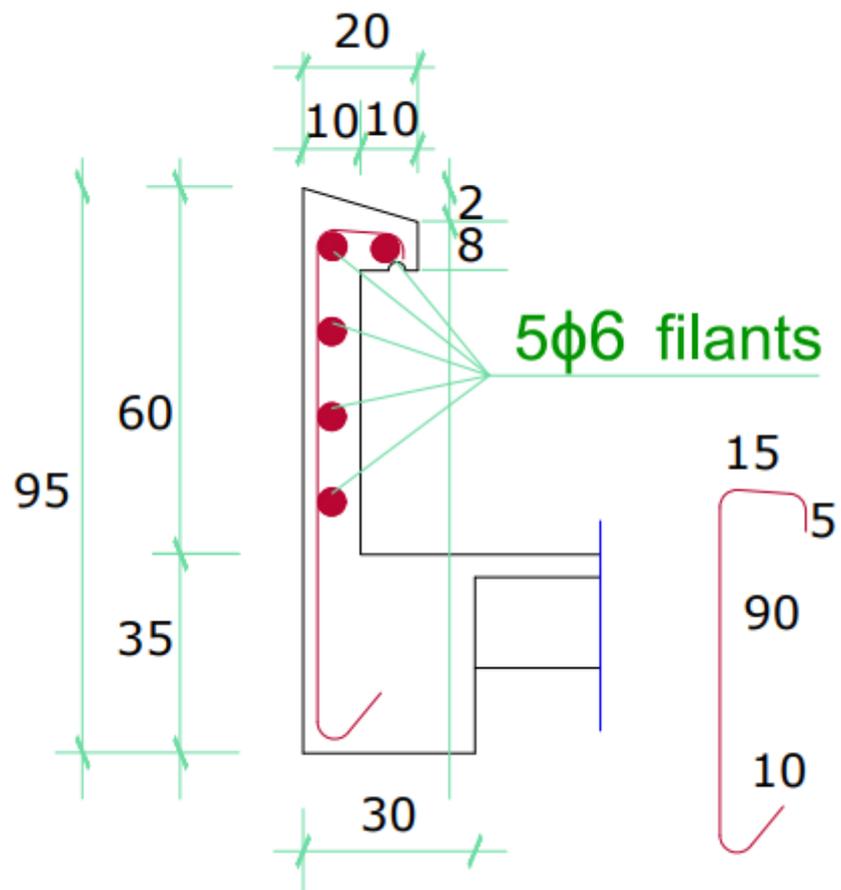


Figure III.8: Schéma de ferrailages de l'acrotère

### III.4. Escalier

L'escalier est un Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

- **L'embranchement  $E$**  : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **La hauteur de marche  $h$**  : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.
- **Le giron  $g$**  : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **La contremarche** : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.
- **La marche** : surface plane horizontale de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- **La Paillasse** : dalle inclinée supportant les marches et les contremarches d'un escalier.
- **Le palier** : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée. On

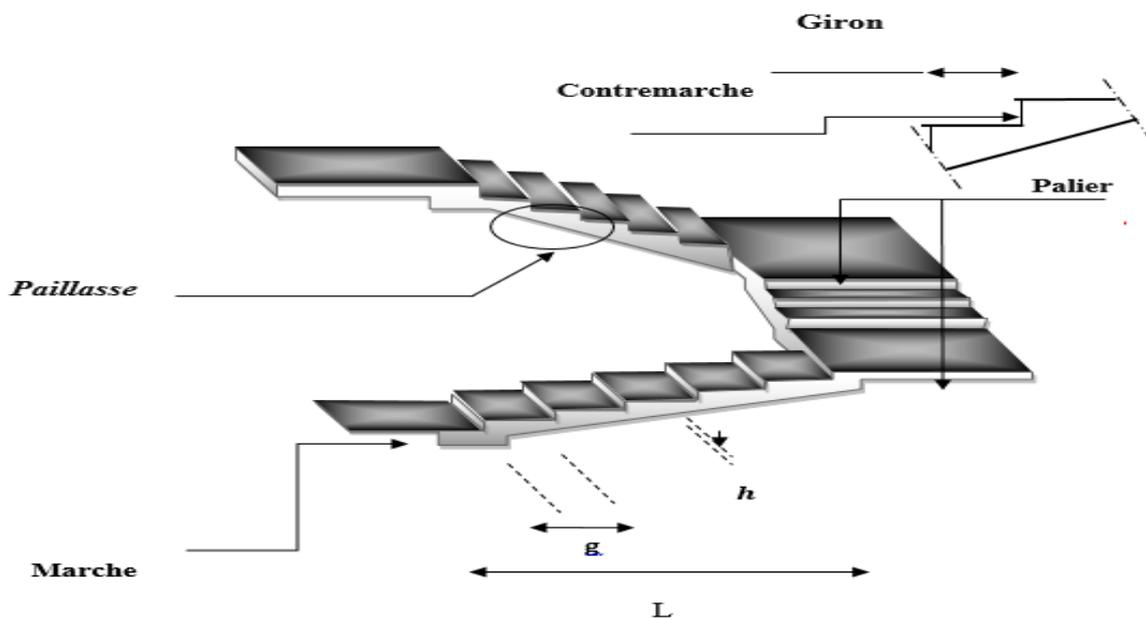


Figure III.9 : Schéma d'escalier

Dans ce projet on a 2 types d'escaliers :

**Type 1** : Un escalier à 3 volées qui relie le RDC et le 1<sup>er</sup> étage

**Type 2** : Des escaliers à 2 volées qui relient les autres étages entre eux.

**a. Dimensionnement des marches et contre marches :**

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

Donc d'après Blondel on a :

$$59 \leq 2.h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 2.h + g = 64 \text{ cm}$$

$$m = \left( \frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n} \Rightarrow mn^2 - (2.H + L + m). n + 2.H$$

La solution de l'équation est :  $n = 9$  (*nombre de contre marche*)

Donc :  $n - 1 = 8$  (*nombre de marche*)

$$h = 17 \text{ cm et } g = 30 \text{ cm } L = 260 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

Epaisseur de la paillasse :  $e_v$

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow 9,96 \leq e_v \leq 14,94 \Rightarrow \text{on prend: } e_v = 15 \text{ cm}$$

Epaisseur du palier :  $e_p$

$$e_p = \frac{e_p}{\cos \alpha} \Rightarrow e_p = 17,24 \Rightarrow e_p = 17 \text{ cm}$$

## III.4.1. Descente des charges

Tableau III.4 : Descente de charges de la paillasse

N°	Désignation	Ep (cm)	Densité KN/m <sup>2</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage horizontal	2	0,20	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	2	0,20	0,4
3	Lit de sable	2	0,18	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical ex0,20x h/g	2	0,20	0,23
5	Mortier de ciment vertical ex0,20x h/g	2	0,20	0,23
6	Poids propre des marches $h_{eq} \times \gamma_b \times /2$	-	22,00	1,87
7	Poids propre de la paillasse $e \times \gamma_{ba} / \cos \alpha$	15	25	4,3
8	Garde- corps	-	0,10	0,10
9	Enduit en plâtre $e \times 0,1 / \cos \alpha$	2	0,1	0,2
			Q = 2,5 KN/m <sup>2</sup>	G = 8,09 KN/m <sup>2</sup>

## Sollicitation aux Etats limites

$$-q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \times 1ml = 14,67 \text{ KN/m}$$

$$-q_{ser} = (G + Q) \times 1ml = 10,59 \text{ kN/m}$$

Tableau III.5 : Descente des charges du palier

N=0	Désignation	Ep(cm)	Densité KN/m <sup>2</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage horizontal	2	0,20	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	2	0,20	0,4
3	Lit de sable	2	0,18	0,36
4	Poids propre du palier $\gamma_{ba} \times e_p$	17	25,00	4,25
5	Enduit en plâtre	2	0,10	0,2
			Q = 2,5 KN/m <sup>2</sup>	G = 5,61KN/m <sup>2</sup>

**Sollicitation aux Etats limites :**

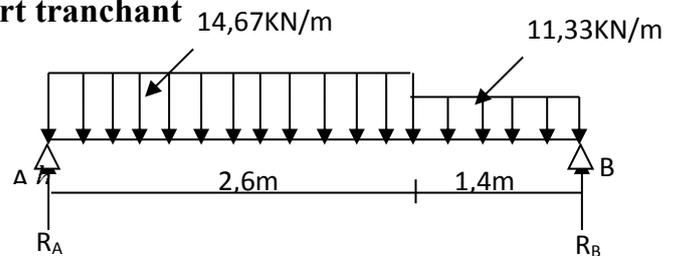
- $Q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \times 1ml = 11,33 \text{ KN/m}$
- $q_{ser} = (G + Q) \times 1ml = 8,11 \text{ kN/m}$

**III.4.2. Déterminations du moment et l'effort tranchant**

On utilise la méthode de R.D.M

$$\sum F/y = 0 \quad R_A + R_B = 14,67 \times 2,6 + 11,33 \times 1,4$$

$$R_A + R_B = 54 \text{ KN} \dots\dots\dots (1)$$



**Figure III.10 : Schéma statique de l'escalier**

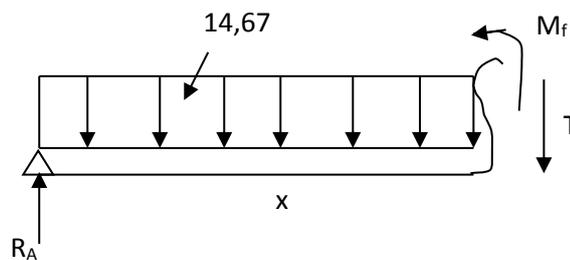
$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4 - 14,67 \frac{(2,6)^2}{2} - 11,33 \times 1,4 \left( \frac{1,4}{2} + 2,6 \right) = 0$$

$$R_B = 25,5 \text{ kN et } R_A = 28,5 \text{ kN}$$

**• Calcul du Moment**

Méthode des sections:

**Section 1-1 :**  $0 \leq x \leq 2,6m$ .



**Figure III.11 : Schéma de la coupe 1-1**

$$M_f(x) = R_A x - 14,67 \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = R_A - 14,67 x$$

$$\text{Pour } x=0 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ T(0) = 28,5 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2,6 \quad \begin{cases} M(2,6) = 24,51 \text{ kN.m} \\ T(2,6) = -9,642 \text{ kN} \end{cases}$$

Section 2-2  $2,6 \leq x \leq 4$  m

$$M_f(x) = R_A x - 14,67 \left(x - \frac{2,6}{2}\right) 2,6 - 11,33 \frac{(x-2,6)^2}{2}$$

$$T(x) = R_A - 2,6 \cdot 14,67 - 11,33(x-2,6)$$

Pour  $x=2,6$   $\begin{cases} M(2,6) = 24,51 \\ T(2,6) = -9,642 \text{ kN} \end{cases}$

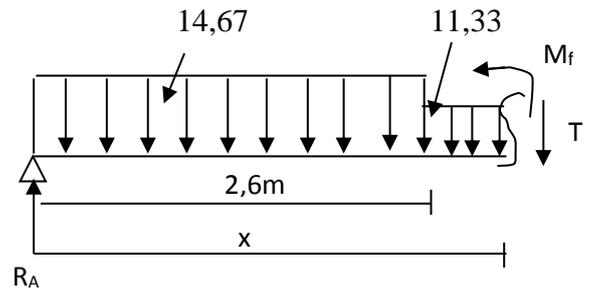


Figure III.12 : Schéma de la coupe 2-2

Pour  $x=4$   $\begin{cases} M(4) = 0 \text{ kN.m} \\ T(4) = -25,5 \text{ kN} \end{cases}$

$T = 0 \Rightarrow X_{\max} = 1,94 \text{ m}$

$M(1,94) = 27,7 \text{ kN.m}$

Diagramme du moment et l'effort tranchant

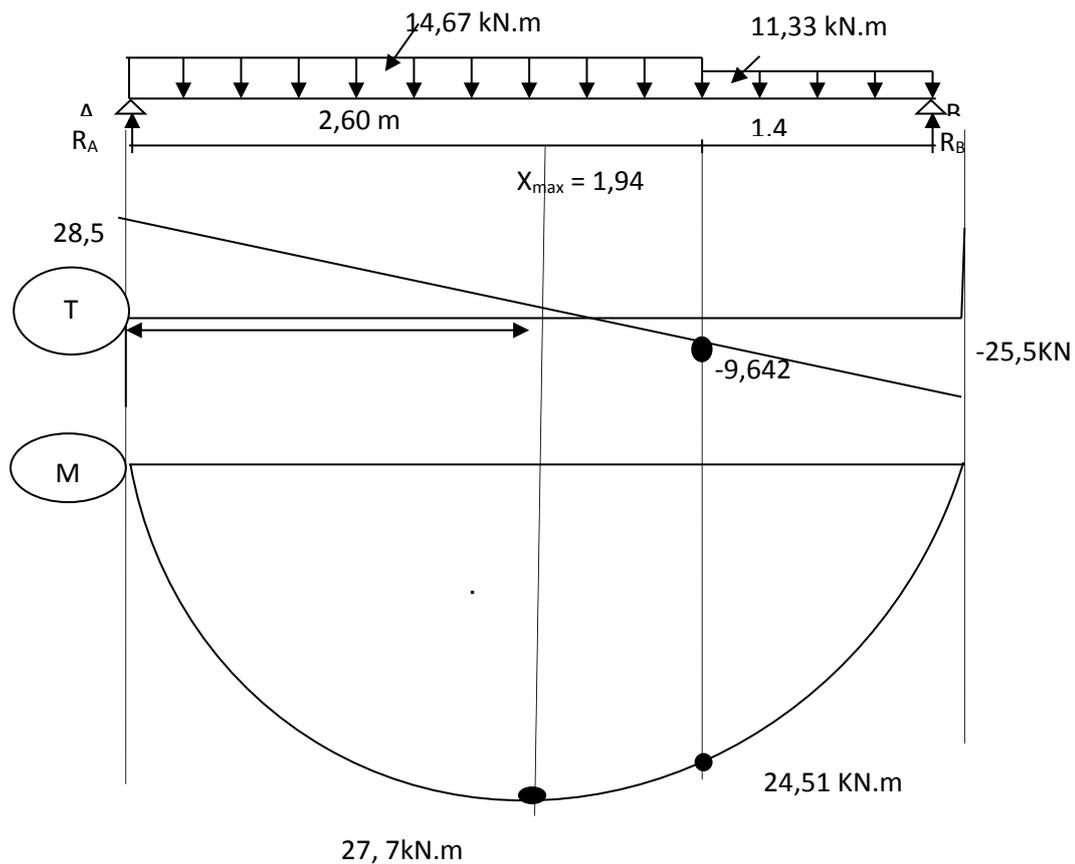


Figure III.13 : Diagramme des moments et efforts tranchants

### III.3.3. Détermination du Ferrailage

$M_o = M_{max} = 27, 7 \text{ kN.m}$

Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_o = 23, 55 \text{ kN.m}$

Moment sur appuis :  $M_a = 0,4 M_o = 11, 08 \text{ kN.m}$

Le calcul se fait pour une bande de 1m

➤ **En travée (paillasse) :**  $(100 \times 15) \text{ cm}^2$

$M_t = 23,55 \text{ kN.m}$

$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{23,55 \cdot 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,090$$

$$\mu = 0,080 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,090}) = 0,119$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,953$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 12,86 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{23,55 \cdot 10^3}{0,953 \times 13,5 \times 348} = 5,2 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour } \mathbf{5T12 : A = 5,65 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour } \mathbf{4T10 : A = 3,14 \text{ cm}^2}$$

➤ **Sur appuis (palier) :**  $(100 \times 17) \text{ cm}^2$

$M_t = 11,08 \text{ kN.m}$

$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 17 = 15,3 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{11,08 \cdot 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,033$$

$$\mu = 0,030 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,030}) = 0,042$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 15,04 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,0810^3}{0,983 \times 15,3 \times 348} = 2,11 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour 4T10 : } A = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour 4T8 : } A = 2,01 \text{ cm}^2$$

### III.3.4. Les vérifications

- **Condition de non-fragilité**

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfié.}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfié.}$$

- **Les vérifications des contraintes à l'E.L. S**

$$M_{0\text{ser}} = 17,68 \text{ kN.m; de la RDM}$$

$$M_{t\text{ser}} = 0,85 \times M_{0\text{ser}} = 15,03 \text{ kN.m} \Rightarrow A_s = 3,3 \text{ cm}^2$$

$$M_{a\text{ser}} = 0,4 \times M_{0\text{ser}} = 7,07 \text{ kN.m} \Rightarrow A_s = 1,34 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement :  $\tau_u < \overline{\tau_u}$**

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \quad \text{avec :} \quad T = 28,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28,510^3}{100 \times 13,5} = 0,21 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,21 < 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

➤ **En travée :**  $h = 15$        $A_{sc} = 0$        $A_{st} = 3,3 \text{ cm}^2$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (y - c') - \eta \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 3,3 \cdot (13,5 - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 49,5y - 668,25 = 0$$

D'où  $y_1 = 3,19$  et  $y_2 = -4,18 \Rightarrow y = 3,19 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times (3,19)^3}{3} + (15 \times 3,3 \times (13,5 - 3,19)^2) = 6343,72 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{15,0310^3}{6343,72} \times 3,19 = 7,55 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,55 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**  $h = 17 \text{ cm}$        $A_{sc} = 0$        $A_{st} = 1,34 \text{ cm}^2$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (y - c') - \eta \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 1,34 \cdot (15,3 - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 20,1y - 309,83 = 0$$

D'où  $y_1 = 2,29$  et  $y_2 = -2,69 \Rightarrow y = 2,29 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,29^3}{3} + (15 \times 1,34 \times (15,3 - 2,19)^2) = 3802,43 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,0710^3}{3802,43} \times 2,29 = 4,25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

## ➤ Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{260} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,063. \quad \text{non vérifiée}$$

$$\frac{100}{3} \times (7,25)^3 + (7,75)^3 + \frac{100}{3} \times 15 \times 4,71(7,25 - 2) \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0042 < 0,0105 \quad \text{vérifiée.}$$

$$\rightarrow \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_O} \Rightarrow \frac{15}{260} = 0,05 < \frac{20,83}{10 \times 24,51} = 0,08 \dots \dots \dots \text{non vérifié.}$$

$$\text{Centre de gravité : } y_g = \frac{\sum siyi}{\sum si}$$

$$Y_g = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A_s \times d}{b \times h + n \times A_s} = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 3,3 \times 13,5}{100 \times 15 + 15 \times 3,3} = 7,69 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$V_1 = Y_G = 7,69 \text{ cm} \quad V_2 = h - Y_G = 15 - 7,69 = 7,31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{b V_2^3}{3} + n \cdot A_s (d - Y_G)$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7,69)^3 + (7,31)^3 \times \frac{100}{3} + 15 \times 3,3 (13,5 - 7,69)^2$$

$$I = 29850,08 \text{ cm}^4.$$

**Charges prises en comptes :**

- Charges avant mise de revêtement =  $6,3 \times 1,00 = 6,3 \text{ kN/ml}$
- Charge après mise de revêtement =  $8,09 \times 1,00 = 8,09$
- Charges permanente + charge d'exploitation.

$$P = G + Q = 8,09 + 2,5 = 10,6 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Calcul des moments correspondants : } M_J = \frac{0,85 \times J \cdot (L)^2}{8}$$

$$J \rightarrow M_J = \frac{0,85 \times 6,3 \times (4)^2}{8} = 10,71 \text{ KN.m}$$

$$G \rightarrow M_G = \frac{0,85 \times 8,09 \times (4)^2}{8} = 13,75 \text{ KN.m}$$

$$P \rightarrow M_P = \frac{0,85 \times 10,6 \times (4)^2}{8} = 18,02 \text{ KN.m}$$

**Calcul des contraintes :**  $\sigma_s = \frac{M}{A_s Z}$  avec :  $Z = 12,86 \text{ cm}$   $A_s = 3,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$J \rightarrow \sigma_{sj} = \frac{10,71 \cdot 10^3}{3,3 \times 12,86} = 252,36 \text{ Mpa}$$

$$G \rightarrow \sigma_{sG} = \frac{13,75 \cdot 10^3}{3,3 \times 12,86} = 324 \text{ Mpa}$$

$$P \rightarrow \sigma_{sp} = \frac{18,02 \cdot 10^3}{3,3 \times 12,86} = 424,6 \text{ Mpa}$$

**Calcul des coefficients ( $\rho$ ;  $\lambda_i$ ;  $\lambda_v$ ;  $\mu_i$ )**

- Coefficient  $\rho$ :  $\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,3}{100 \times 13,5} = 0,0024$
- Coefficient instantané:  $\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \frac{100}{100}) 0,0024} = 8,75$
- Coefficient différé:  $\lambda_v = 0,4 \lambda_i = 0,4 \times 8,75 = 3,5$
- Coefficient correspondant à j:  $\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0024 \times 252,36 + 2,1} = 0,8$
- Coefficient correspondant à G:  $\mu_G = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_{sG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0024 \times 324 + 2,1} = 0,7$
- Coefficient correspondant à P:  $\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0024 \times 424,6 + 2,1} = 0,59$

**Calcul des moments d'inertie :**

- Moment d'inertie correspondant à j:  $I_{ji} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_j)} = 4104,4 \text{ cm}^4$
- Moment d'inertie correspondant à G:  $I_{Gi} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_G)} = 4608,43 \text{ cm}^4$
- Moment d'inertie correspondant à P:  $I_{Pi} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_p)} = 5328,2 \text{ cm}^4$
- Moment d'inertie correspondant à v:  $I_{vi} = \frac{1,1 \times I}{(1 + \lambda_v \times \mu_G)} = 9517,4 \text{ cm}^4$

**Calcul de la flèche :**  $f_i = \frac{M_i \times L^2}{10 E_i \times I_i}$

- La flèche correspondante à j:  $F_{ji} = \frac{10,71 \times 10^5 \times 400^2}{10 \times 3216420 \times 4104,4} = 1,30 \text{ cm}$
- La flèche correspondante à G:  $F_{Gi} = \frac{13,75 \times 10^5 \times 400^2}{10 \times 3216420 \times 4608,43} = 1,5 \text{ cm}$
- La flèche correspondante à P:  $F_{Pi} = \frac{18,02 \times 10^5 \times 400^2}{10 \times 3216420 \times 5328,2} = 1,5 \text{ cm}$
- La flèche correspondante à v:  $F_{GV} = \frac{13,71 \times 10^5 \times 400^2}{10 \times 1081886 \times 9517,4} = 2 \text{ cm}$

Avec :  $E_{v28} = 10818.865 \text{ Mpa}$

$E_{i28} = 32164,20 \text{ Mpa}$

$$F_{\text{totale}} = F_{GV} + F_{Pi} - F_{ji} - F_{Gi} = 2 + 1,5 - 1,30 - 1,5 = 0,7 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \Rightarrow f_{\text{total}} = 0,7 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,8 \text{ cm} \quad \text{Vérfie.}$$

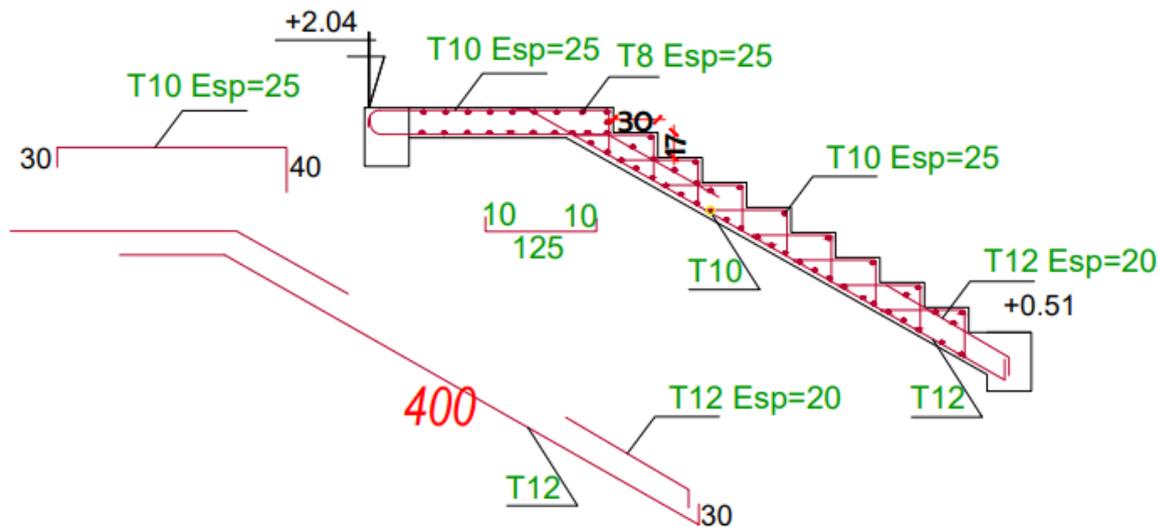


Figure III.14 : Ferrailages d'escalier

### III.3.5. Poutre palière

Après le prédimensionnement de la poutre palière dans le chapitre II, nous avons opté pour la section :  $(bxh) = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

Charge supportée par la poutre

- Le poids propre de la poutre :  $G_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2,25 \text{ kN/m}$
- La réaction du palier :  $R_B = 25.5 \text{ kN/m}$
- Poids du mur :  $P_m = 9 \times 0.15 \times 1.53 = 2,07 \text{ kN/m}$

$$q_u = (1.35 \times (G_p + P_m) + R_B) + 1.5 \times Q = 36 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{ser}} = G_p + P_m + R_B + Q = 33 \text{ kN/m}$$

**III.3.5.1. Calcul des sollicitations à l'E.L. U**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 44,65 \text{ kN.m}$$

$$T = \frac{q_u l}{2} = 56,7 \text{ kN}$$

Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 37,9 \text{ kN.m}$

Moment sur appuis :  $M_a = 0,4 M_0 = 17,86 \text{ kN.m}$

**III.3.5.2. Calcul du ferrailage**

➤ **En travée (bxh) = (30x30) cm<sup>2</sup>**

$$M_t = 37,9 \text{ kN.m}$$

$$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{37,9 \cdot 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,122$$

$$\mu = 0,122 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,122}) = 0,163$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,935$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{37,9 \cdot 10^3}{0,935 \times 27 \times 348} = 4,31 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

On opte pour **3T14 : A = 4,62 cm<sup>2</sup>**

➤ **Sur appuis : (30x30) cm<sup>2</sup>**

$$M_t = 17,86 \text{ kN.m}$$

$$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{17,86 \cdot 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,057$$

$$\mu = 0,057 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,057}) = 0,073$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,970$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{17,86 \cdot 10^3}{0,970 \times 27 \times 348} = 1,95 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour 3T12 : } A = 3,39 \text{ cm}^2$$

#### Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0,23 bd \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,95 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2$$

### III.3.5.3. Détermination des armatures transversales

#### Détermination du diamètre

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = \min(8,57 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 12 \text{ mm}) = 8,57 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

#### Espacement des cadres

$$St \leq \min(0,9xd; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 27; 40 \text{ cm}) = \min(24,30; 40 \text{ cm}) = 24,30 \text{ cm}$$

#### D'après le R.P.A 99/2003

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min(15 \text{ cm}; 10 \times \phi_l) = \min(15 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \quad \text{On prend } St = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } St \leq 15 \phi_l = 15 \times 12 = 18 \text{ cm} \quad \text{On prend } St = 15 \text{ cm}$$

### III.3.5.4. Les vérifications

- **Contrainte de cisaillement :**  $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \text{ avec : } T = 56,7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{56,710^3}{300 \times 270} = 0,7 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,70 < 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- **Les vérifications des contraintes à l'E.L. S**

$$M_{0\text{ser}} = 40,93 \text{ kN.m}; \text{ de la RDM}$$

$$M_{1\text{ser}} = 0,85 \times M_{0\text{ser}} = 34,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{aser}} = 0,4 \times M_{0\text{ser}} = 16,37 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 3,94 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (y - c') - \eta \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$\frac{30y^2}{2} - 15 \times 3,94 \cdot (27 - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 59,1y - 1595,7 = 0$$

$$D'où y_1 = 10 \text{ cm et } y_2 = -11 \Rightarrow y = 10 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 10^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (27 - 10)^2) = 27036,55 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{12,86 \cdot 10^3}{27036,55} \times 10 = 12,86 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

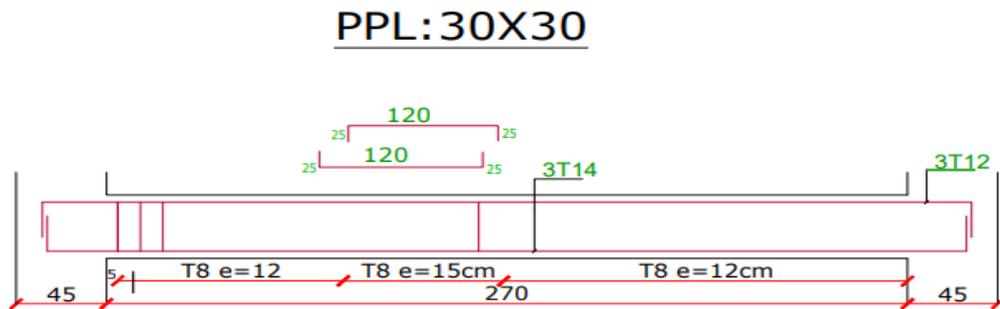
$$\sigma_{bc} = 12,86 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

**Vérification de la flèche**

$$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{315} = 0,095 > \frac{1}{16} = 0,063. \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{100}{3} \times (7,25)^3 + (7,75)^3 + \frac{100}{3} \times 15 \times 4,71(7,25 - 2) = \frac{3,94}{30 \times 27} = 0,0048 < 0,0105 \quad \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc on n'a pas à calculer la flèche



**Figure III.15 : Ferrailages de poutre palière**

### III.3.6. Poutre Brisé

#### a. Descente des charges

##### Poids propre de la poutre

- Palier =  $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25$  KN/ml.
- Réaction du palier sur la poutre = 25,5 KN/ml
- Paillasse = 4,3 KN/ml.
- Poids des murs en brique ( $e_p = 15$  cm) =  $2,8 \times \frac{(4,08 - 0,51)}{2} = 5$  KN/ml

**Palier :**  $Q_1 = 25,5 + 1,35(5 + 2,25) = 35,29$  KN/ml.

**Volée :**  $Q_2 = 10,37 + 1,35(4,3 + 5) = 22,93$  KN/ml.

#### III.3.6.1. Déterminations du moment et l'effort tranchant

On utilise la méthode R-D-M

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2(Q_1 \times 1,1) + Q_2 \times 0,6$$

$$R_A + R_B = 91,4 \text{ KN/ml} \quad \sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 2,8 = Q_1 \times \frac{(1,1)^2}{2} + Q_2 \times 0,6(1,4) + Q_1 \times 1,1(2,25)$$

$$R_A = R_B = 45,70 \text{ KN}$$

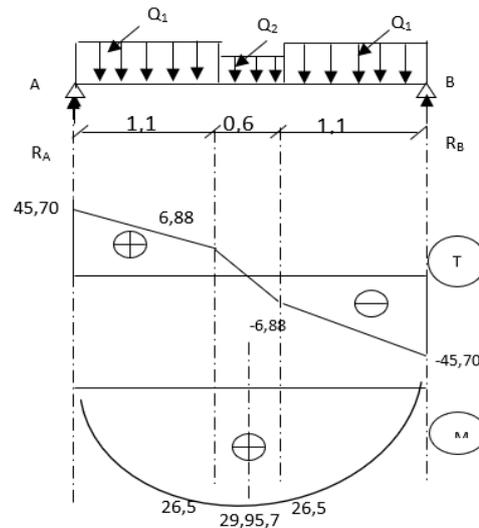


Figure III.16 : Diagramme des moments et efforts tranchants

La poutre symétrique donc le moment max se trouve dans l'intermédiaire

Le moment est max pour :  $x = 1,4\text{m}$

$$M_f(x) = R_A x - 35,29 \left(x - \frac{1,1}{2}\right) - 22,93 \frac{(x-1,1)^2}{2}$$

$$T(x) = R_A - 35,29 - 22,93(x-1,1)$$

$$\text{Pour } x=1,4 \begin{cases} M(1,4) = 29,95 \text{ kN.m} \\ T(1,4) = 0 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_o = 25,45 \text{ kN.m}$

Moment sur appuis :  $M_a = 0,4 M_o = 11,98 \text{ kN.m}$

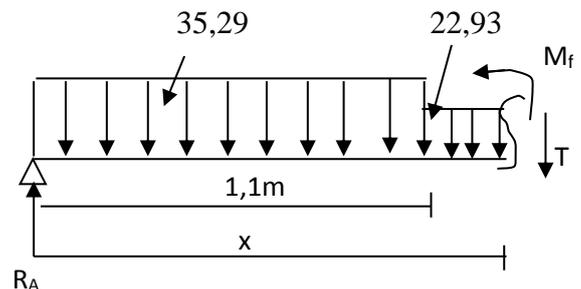


Figure III.17 : Section de poutre brisée

### III.3.6.2. Calcul de ferrailage

➤ En travée ( $b \times h$ ) =  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

$$M_t = 25,45 \text{ kN.m}$$

$$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{25,45 \cdot 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,082$$

$$\mu = 0,082 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,082}) = 0,106$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,957$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{25,45 \cdot 10^3}{0,957 \times 27 \times 348} = 2,83 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3T12: A = 3,39 cm<sup>2</sup>**

### Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

➤ **Sur appuis : (30x30) cm<sup>2</sup>**

$$M_t = 11,98 \text{ kN.m}$$

$$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{11,98 \cdot 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,038}) = 0,0488$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,981$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,98 \cdot 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 1,29 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } \mathbf{3T10 : A = 2,36 \text{ cm}^2}$$

### Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

### III.3.6.3. Les vérifications

#### ➤ Contrainte transversale

##### Contrainte de cisaillement

$$\tau_{\parallel} = \frac{T}{bd} = \frac{45,7 \times 10}{30 \times 27} \quad \text{avec : } T = 45,7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,56 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0,56 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifié}$$

#### ➤ Diamètre des armatures transversales $\phi_t$

$$\phi_t = \min\left(\phi_t, \frac{\phi_t}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(10 ; 8,5 ; 30)$$

On choisit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

#### Espacement des cadres

$$St \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 27 ; 40 \text{ cm}) = \min(24,30 ; 40 \text{ cm}) = 24,30 \text{ cm}$$

#### D'après le R.P.A 99/2003

**Zone nodale :**  $St \leq \min(15 \text{ cm} ; 10 \times \phi_l) = \min(15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$  On prend  $St = 10 \text{ cm}$

**Zone courante :**  $St \leq 15 \phi_l = 15 \times 10 = 15 \text{ cm}$  On prend  $St = 12 \text{ cm}$

#### ➤ Ancrage des barres au niveau des appuis

La section d'armature doit que :

$$A_{s\min} \geq \frac{T - \frac{M_a}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{\left(45,7 - \frac{11,08 \times 10^2}{0,9 \times 27}\right) \times 10}{\frac{400}{1,15}} = 0,0029$$

$$A_s = 1,29 \text{ cm}^2 > A_{s\min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures doivent être ancrées au-delà du bord d'appuis pour équilibrer l'effort V.

➤ **Contrainte d'adhérence**

La contrainte d'adhérence est supposée constante sur la longueur nécessaire pour équilibrer l'effort axial exercé sur l'armature (longueur d'ancrage).

$$\tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28} \text{ Avec } \psi=1,5(\text{HA})$$

$$\tau_{su} = 0,61,5^2 2,1 \quad \tau_{su}=2,835\text{Mpa}$$

➤ **Longueur du scellement**

$$L_s = \frac{\varphi_l \times f_e}{4\tau_{su}} \Rightarrow L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,3\text{cm.}$$

$L_s=40\varnothing$  (valeur forfaitairement pour Acier H.A FeE400)

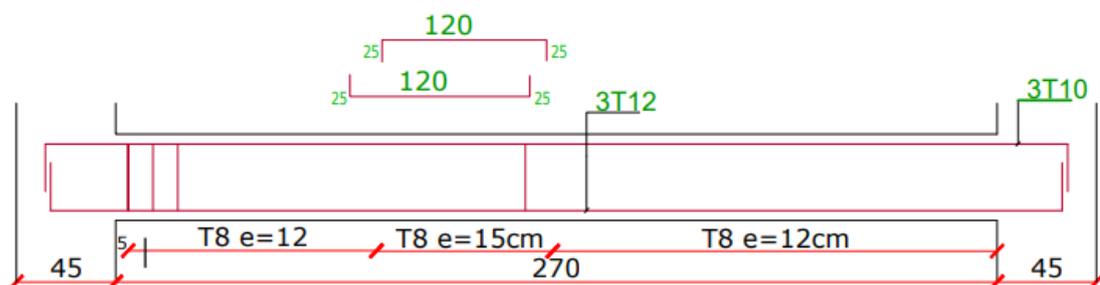
$$L_s=40 \times 1,4=56\text{cm} \quad \text{On choisit : } L_s=50\text{cm.}$$

On prévoit une courbe égale à  $r=5,5\varnothing$  (HA)  $\Rightarrow r=7,7\text{cm.}$

➤ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{\square_t}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625$  Vérifié.
- $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{30 \times 27} = 0,0039 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$  Vérifié.
- $\frac{\square_t}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,1 > \frac{25,45}{10 \times 29,95} = 0,08$  Vérifié.

## PB:30X30



**Figure III.18 : Ferrailages de poutre brisé**

### III.4. Balcons

- **Epaisseur de la dalle** : Après prédimensionnement de la dalle dans chapitre 2 nous avons opté pour une dalle d'épaisseur  $e = 12\text{cm}$

#### III.4.1. Les charges

- **Etage courant**
  - Charges permanentes :  $G = 4,51\text{ kN/m}^2$
  - Charge d'exploitation  $Q = 3,5\text{ kN/m}^2$

Garde-corps mur d'épaisseur  $e = 10\text{ cm}$

- Poids du mur =  $\gamma_b \times b \times h \times 1\text{ml} = 9 \times 0,1 \times 1,2 = 1,08\text{ kN}$
- Enduit sur les deux faces :

$$P_{\text{ex}} = 0,18 \times 2 \times 0,1 = 0,036\text{ kN}$$

$$P_{\text{in}} = 0,18 \times 1,5 \times 0,1 = 0,027\text{ kN}$$

$$P_T = 1,08 + 0,036 + 0,027 = 1,143\text{ kN}$$

- **E.L.U** :  $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{ml} = 1,35 \times 4,51 + 1,5 \times 3,5 = 11,33\text{ kN/ml}$

$$P_u = 1,35 P_T = 1,35 \times 1,143 = 1,543\text{ kN}$$

- **E.L.S** :  $q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1\text{ml} = 4,51 + 3,5 = 8,01\text{ kN/ml}$

$$P_{\text{ser}} = 1,143\text{ kN}$$

- **Terrasse**

- Charges permanentes :  $G = 5,28\text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation  $Q = 1\text{ kN/m}^2$
- Poids due à l'acrotère  $P = 1,725\text{ kN}$

- **E.L.U** :  $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{ml} = 1,35 \times 5,28 + 1,5 \times 1 = 8,63\text{ kN/ml}$

$$P_u = 1,35$$

$$P = 1,35 \times 1,725 = \text{kN}$$

- **E.L.S** :  $q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1\text{ml} = 5,28 + 1 = 6,28\text{ kN/ml}$

$$P_{\text{ser}} = 1,725\text{ kN}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,6}{3,6} = 0,44 > 0,4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens et le calcul se fait pour une}$$

bande de 1ml

### III.4.2. Calcul des sollicitations

#### ➤ Etage courant

- **E.L.U** :  $q_u = 11,33 \text{ kN/ml}$

$$P_u = 1,543 \text{ kN}$$

$$L_x = 1,6 \text{ m} \quad L_y = 3,6 \text{ m} \quad \alpha = 0,44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1049 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.1049 \times 11,33 \cdot (1,6)^2 = 3,042 \\ M_{0y} = 0,2500 \times 3,042 = 0,76 \end{cases}$$

#### En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times 3,042 = 2,60 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times 0,76 = 0,65 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Sur appuis } M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 3,042 = 0,91 \text{ kN.m}$$

- **E.L.S** :  $q_{ser} = 8,01 \text{ kN/ml}$

$$P_{ser} = 1,143 \text{ kN}$$

$$L_x = 1,6 \text{ m} \quad L_y = 3,6 \text{ m} \quad \alpha = 0,44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.3155 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.1075 \times 8,01 \cdot (1,6)^2 = 2,2 \\ M_{0y} = 0,3155 \times 2,2 = 0,694 \end{cases}$$

#### En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times 2,2 = 1,87 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times 0,694 = 0,6 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow A_s = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis } M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 2,2 = 0,66 \text{ kN.m}$$

### III.4.3. Calcul du ferrillage : $(b \times h) = (100 \times 12) \text{ cm}^2$

$$d = 0,9 h = 10,8 \text{ cm}$$

#### ➤ En travée

– **Sens x**  $M_{tx} = 2,60 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{2,60 \cdot 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,016}) = 0,020$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,60 \cdot 10^3}{0,992 \times 10,8 \times 348} = 0,69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T10** ( $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ )

– **Sens y**  $M_{ty} = 0,65 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{0,65 \cdot 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,004$$

$$\mu = 0,004 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,004}) = 0,005$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,65 \cdot 10^3}{0,998 \times 10,8 \times 348} = 0,173 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T10** ( $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ )

➤ **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{0,91 \cdot 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,006$$

$$\mu = 0,006 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006}) = 0,007$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,91 \cdot 10^3}{0,997 \times 10,8 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T10** ( $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ )

- **Les espacements**

- Sens  $L_x$   $S_{tx} \leq \min(3h_0, 33\text{cm}) = \min(36, 33\text{cm}) = 33\text{ cm} \Rightarrow$  on choisit :  $S_{tx} = 25\text{ cm}$

- Sens  $L_y$   $S_{ty} \leq \min(4h_0, 45\text{cm}) = \min(48, 45\text{cm}) = 45\text{ cm} \Rightarrow$  on choisit :  $S_{ty} = 25\text{ cm}$

- a. **Les vérifications**

**Vérification du diamètre des barres**

$$\text{Sens } \phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{ mm} \qquad 10\text{mm} < 12\text{mm}$$

➤ **E.L.U**

**Condition de non fragilité**

Pour  $h_0 \geq 12\text{ cm}$  et  $\alpha \geq 0,4$  les vérifications sont :

**Sens  $l_y$ :**

Pour des aciers FeE400

$$A_{y\min} = 8xh_0 = 8 \times 0,12 = 0,96 < 3,14\text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Sens  $l_x$**

$$A_{x\min} = A_{y\min} \cdot \frac{3-\alpha}{2} = 1,22 < 3,14\text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Contrainte de cisaillement :  $\tau_u < \overline{\tau}_u$**

$$T = \frac{q_u \cdot l_y}{2} + \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{11,33 \times 3,6}{2} + \frac{1}{1+\frac{0,44}{2}} = 21,21\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \quad \text{avec : } T = 21,21\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21,21 \times 10^3}{1000 \times 108} = 1,96\text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5\text{ Mpa}) = 3,25\text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,96 < 3,25\text{ MPa} \qquad \text{vérifiée}$$

➤ Les vérifications des contraintes à l'E.L. S

$$\begin{cases} M_{0x} = 2,2 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 0,694 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 1,87 \text{ kN.m} \Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \\ M_{ty} = 0,6 \text{ kN.m} \Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Sur appuis } M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 2,2 = 0,66 \text{ kN.m} \quad A_s = 0,17 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre**

**Sens  $l_x$**

$$\frac{by^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (y - c') - \eta \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 3,14 \cdot (10,8 - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 508,68 = 0$$

$$\text{D'où } y = 2,75 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$- I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 2,75^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (10,8 - 2,75)^2) = 3745,43 \text{ cm}^4$$

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,87 \cdot 10^3}{3745,43} \times 2,75 = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,37 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

**Sens  $l_y$**

$$\frac{by^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (y - c') - \eta \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$\frac{100y^2}{2} - 15 \times 3,14 \cdot (10,8 - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 508,68 = 0$$

$$\text{D'où } y = 2,75 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,75^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (10,8 - 2,75)^2) = 3745,43 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,87 \cdot 10^3}{3745,43} \times 2,75 = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,37 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de l'acier**

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max\left(0,5f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}\right)\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Sens x

$$\sigma_s = \frac{15xM_{serx}(d - y)}{I} = \frac{15x1,87x(10,8 - 1,2)10^3}{3745,43} = 60,28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$\rightarrow \frac{h_x}{Lx} \geq \frac{M_{lx}}{10M_o} \Rightarrow \frac{12}{160} = 0,075 < \frac{1,87}{10x2,2} = 0,08 \quad \text{non vérifié.}$$

$$\rightarrow \frac{h_y}{Ly} \geq \frac{M_{ly}}{10M_o} \Rightarrow \frac{16}{360} = 0,033 < \frac{0,6}{10x0,69} = 0,086 \quad \text{non vérifié.}$$

On doit calculer la flèche

- **Centre de gravité :  $y_g = \frac{\sum siyi}{\sum si}$**

$$Y_g = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A_s \times d}{b \times h + n \times A_s} = \frac{100 \times 12 \times \frac{12}{2} + 15 \times 3,14 \times 10,8}{100 \times 12 + 15 \times 3,14} = 6,18 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$V_1 = Y_G = 6,18 \text{ cm} \quad V_2 = h - Y_G = 12 - 6,18 = 5,82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{b V_2^3}{3} + n \cdot A_s (d - Y_G)^2 = \frac{12 \cdot 6,18^3}{3} + \frac{12 \cdot 5,82^3}{3} + 15 \cdot 3,14 (10,8 - 6,18)^2$$

$$= 14656,48 \text{ cm}^4$$



### III.5. L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

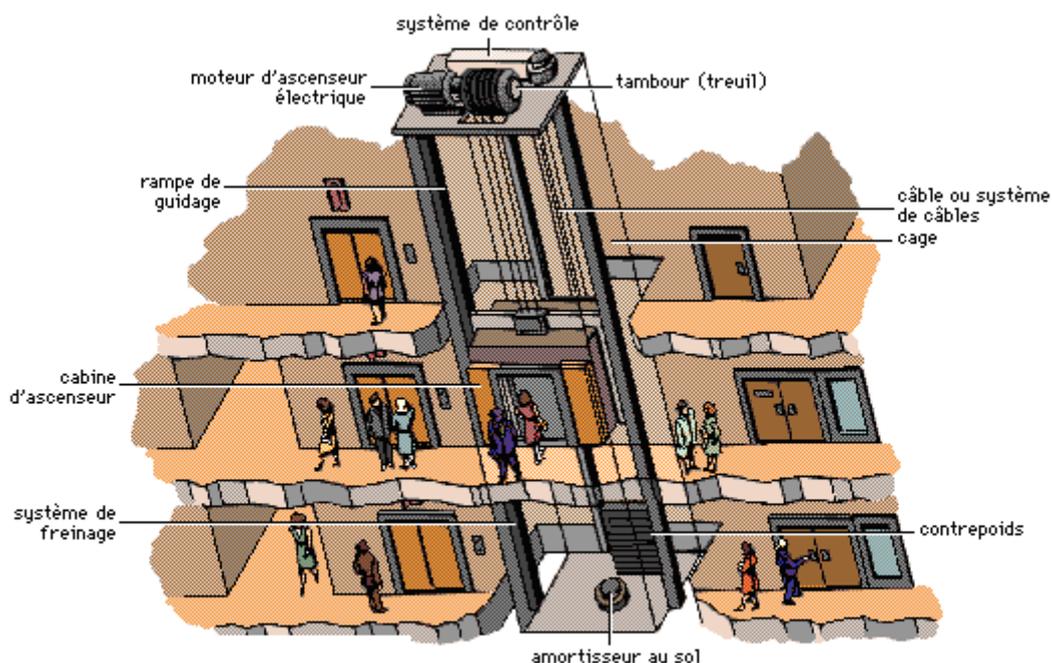


Figure III.20: Ascenseur dans un bâtiment

#### III.5.1. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- $P_m$  « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- $Q$  : la charge en cabine
- $P_p$  : le poids de contrepoids tel que  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 600 kg pour 8 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,54 m<sup>2</sup>.

Ses dimensions selon (NFP82-22)

Largeur de la cabine : 1,10 m

Profondeur de la cabine : 1,40 m

Hauteur : 2,2 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2 m

La hauteur de la course : 22,94 m

La surface latérale :  $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$ ,

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15 cm.

Tableau III.6: Poids mort de l'ascenseur

N°	Désignation	Surface (m <sup>2</sup> )	Charges(kg)
	Poids de la cabine	$S=(2 \times 1,4 + 1,10) \times 2,20 = 8,58$	$M_1 = 11,5 \times 8,58 \times 1,10 = 108,54$
	Poids de plancher	$S = 1,1 \times 1,4 = 1,54$	$M_2 = 70 \times 1,54 = 107,8$
	Poids du toit	$S = 1,1 \times 1,4 = 1,54$	$M_3 = 20 \times 1,54 = 30,8$
	Poids l'arcade		$M_4 = 60 + (60 \times 1,10) = 126$
	Poids de parachute		$M_5 = 100$
	Poids des accessoires		$M_6 = 80$
	Poids des poulies de moulage		$M_7 = 2 \times 30 = 60$
	Poids de la porte de cabine	$S = 2 \times 0,80 = 1,6$	$M_8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120$

- Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 733,14 \text{ kg}$
- Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 733,14 + \frac{600}{2} = 1033,14 \text{ kg}$

### III.5.2. Calcul de la charge total $q_u$

#### a) Calcul de la charge de rupture

Selon (NFP 82-210), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s$  est de 12 et le rapport  $D/d$  ( $D$  : diamètre de la poulie et  $d$  : diamètre du câble), est au minimum égale à 40.

$$\frac{D}{d} = 40 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

$C_s$  : Coefficient de sécurité du câble et  $C_s = 13$  ;

$C_r$  : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

$M$  : Charge statique nominale portée par la nappe,

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

$M_g$  : Poids du câble,

On néglige  $M_g$  devant  $(Q + P_m)$  donc :  $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 13 \times (600 + 733,14) = 17330,82 \text{ kg}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire  $C_m$ , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{17330,82}{0,85} = 20389,8 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ... ) ;

n : Nombres des câbles,

Pour un câble de  $d=12,5$  m et  $m=2$  on a :  $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152$  kg

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{20389,8}{8152 \times 2} = 1,25$$

On prend :  $n = 2$  câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

#### b) Calcul des poids des câbles

$$M_g = M_l \times n \times C$$

Avec :

$M_l$  : La masse linéaire du câble,  $M_l = 0,515$  kg / m ;

n : Nombre des câbles,  $n = 2$  ;

C : Longueur du câble,  $C = 22,94$  m

$$M_g = M_l \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 22,94 = 23,62 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 600 + 733,14 + 23,62 = 1356,76 \text{ kg}$$

#### c) Vérification de $C_r$

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{20389,8}{1356,76} = 15,03 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

#### d) Calcul de la charge permanente total G

On a :  $P_{\text{treuil}} = 1200$  kg

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 733,14 + 1033,14 + 1200 + 23,62 = 2989,9 \text{ kg}$$

$$Q = 600 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 4936,36 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = G + Q = 3589,9 \text{ kg}$$

### III.5.2.1. Vérification de la dalle au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge  $q_u = 4936,36 \text{ kg}$ ,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{4936,36}{4} = 1234,09 \text{ kg/m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 (A 5.2.42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : La charge de calcul à l'E.L.U

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle,  $h_0 = 15 \text{ cm}$

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1234,09 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement

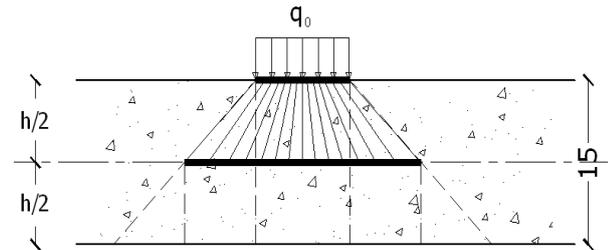


Figure III.21: Répartition des charges sur la dalle

### III.5.2.2. Evaluation des moments dus aux charges concentrées

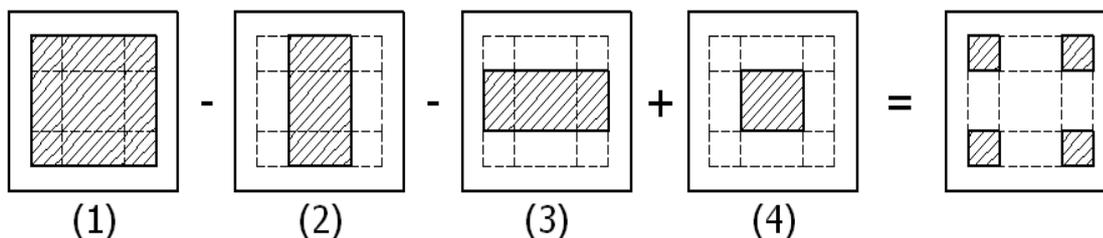


Figure III.22: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

### III.5.2.3. Distances des rectangles

#### 1) Rectangle (1)

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

#### 2) Rectangle (2)

$$\begin{cases} U = 60 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

#### 3) Rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

#### 4) Rectangle (4)

$$\begin{cases} U = 60 \text{ cm} \\ V = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

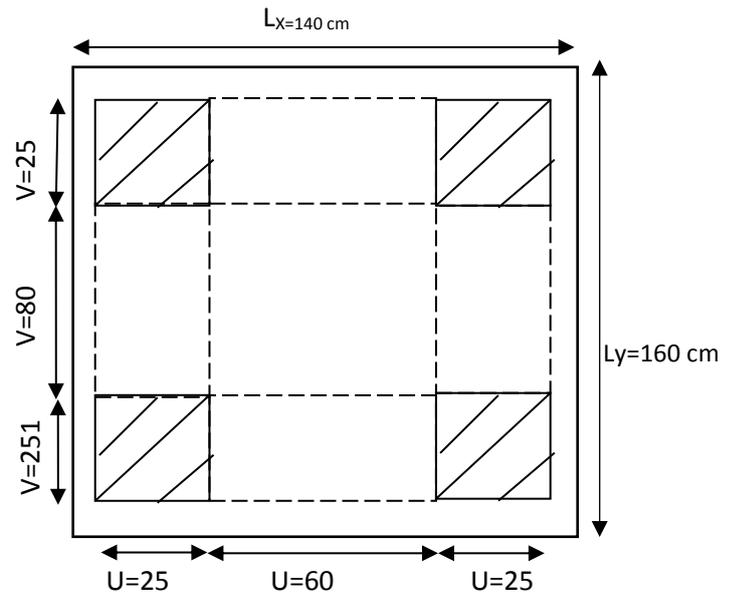


Figure III.23: Dessin montrant la concentration des charges

### III.5.2.3. Calcul des moments suivant les deux directions

L'étude de la dalle soumise à des charges concentrées sera faite à l'aide des abaques de PIGEAUT.

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

$\nu$  : le coefficient de Poisson,

A l'E.L.U ( $\nu = 0$ ):

$$M_x = M_1 \times P$$

$$M_y = M_2 \times P$$

$$P = P' \times S$$

$M_1, M_2$  : tiré à partir des rapports  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{V}{L_y}$  dans les abaques (A.4) suivants  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

$P'$  : la charge surfacique appliquée sur le rectangle A ( $25 \times 25$ )  $\text{cm}^2$

$$P' = \frac{q_0}{u \times v} = \frac{1234,09}{0,25^2} = 19745,44 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1,40 \text{ m}$  et  $L_y = 1,60 \text{ m}$   $\rho = 0,88$

**Tableau III.7 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles**

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	$S \text{ (m}^2\text{)}$	$P' \text{ (Kg/m}^2\text{)}$	$P=P'.S \text{ (Kg)}$	$M_x \text{ (Kg.m)}$	$M_y \text{ (Kg.m)}$
1	0,78	0,81	0,061	0,047	1,43	19745,44	28235,98	1722,4	1327,09
2	0,43	0,81	0,092	0,066	0,78	19745,44	15401,44	1416,93	1016,5
3	0,78	0,5	0,073	0,062	0,88	19745,44	17375,99	1268,44	1077,31
4	0,43	0,5	0,113	0,088	0,48	19745,44	9477,81	1070,99	843,05

### III.5.2.4. Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 108,02 \text{ kg, m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 76,33 \text{ kg, m}$$

### III.5.2.5. Moments dus aux charges réparties (poids propre)

#### a) Chargement

$$L_x = 1,40 \text{ m et } L_y = 1,60 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 1,4 \times 1,6 \times 2500 = 840 \text{ kg}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.U: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1284 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.S } q_{ser} = 940 \text{ kg}$$

#### b) Sollicitations :

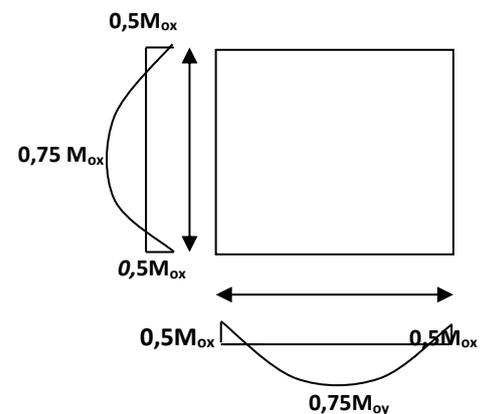
$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{160} = 0,88$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,88 \rightarrow \mu_x = 0,0476 \text{ et } \mu_y = 0,7438$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 0,0476 \times 1284 \times 1,4^2 = 119,8 \text{ kg. m}$$

$$M_{y2} = 0,7438 \times 119,8 = 89,1 \text{ kg. m}$$



**Figure III.24 : Moments de la dalle**

**C) Les moments appliqués à la dalle**

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 108,02 + 119,8 = 227,82 \text{ kg, m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 76,33 + 89,1 = 165,43 \text{ kg, m}$$

Les moments retenus sont

**a) En travée**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 170,87 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 124,0725 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**b) Sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 113,91 \text{ kg, m}$$

**III.5.3. Calcul du ferrailage de la dalle**

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 13,5 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348$  ;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ; Fissuration peu préjudiciable,

**a) En travée****a-1) Sens  $L_x$** 

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 170,87 \text{ kg} \cdot \text{m} = 1708,7 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1708,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,006 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta = 0,997$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1708,7}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**a-2) Sens  $L_y$** 

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 124,0725 \text{ kg} / \text{m} = 1240,725 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1240,725}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta = 0,9975$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1240,725}{0,9975 \times 13,5 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### b) Sur appuis

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 113,91 \text{ kg.m} = 1139,1 \text{ N.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1139,1}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0044 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a :  $\beta = 0,998$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1139,1}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### III.5.3.1. Section minimale des armatures

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 0,88$ , on peut appliquer la formule suivante :

#### a) Sens $L_y$ :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

#### b) Sens $L_x$ :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left( \frac{3 - 0,9}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

➤ **Choix des aciers**

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

a) **En travée**

**Sens  $L_x$**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(2h_0 ; 25 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Sens  $L_y$**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b) **Sur appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### III.5.3.2. Armatures transversales

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ tot}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_X = V_{x1} + V_{x2} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_Y = V_{y1} + V_{y2} ; \text{Sens } L_y$$

$V_{x1}$  et  $V_{y1}$  : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties

$V_{x2}$  et  $V_{y2}$  : sont les efforts tranchants dus aux charges concentrées

Calcul de  $V_{x1}$  et  $V_{y1}$  :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_{x1} = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_{y1} = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_{x1} = 1284 \times 10^{-2} \times \frac{1,40}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,88}{2}} = 6,24 \text{ kN}$$

$$V_{y1} = 1284 \times 10^{-2} \times \frac{1,4}{3} = 6 \text{ kN}$$

On calcule  $V_{x2}$  et  $V_{y2}$

$$V_{x2} = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{1234,09 \times 10^{-2}}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 16,45 \text{ kN}$$

$$V_{y2} = \frac{P_0}{3u} = \frac{1234,09 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 16,45 \text{ kN}$$

Donc :

$$V_X = V_{x1} + V_{x2} = 6,24 + 16,45 = 22,69 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_Y = V_{y1} + V_{y2} = 6 + 16,45 = 22,45 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{\max} = \max(V_X; V_Y) = 22,69 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{22,45 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,166 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$  ; On vérifie que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.5.3.3. Vérifications

#### ➤ Vérification à l'E.L. S

#### Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)p_{\text{ser}} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)p_{\text{ser}} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

$$p_{\text{ser}} = p'_{\text{ser}} \times S' = \frac{q_{0 \text{ ser}}}{u \times v} \times S$$

$$q_{0 \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = \frac{3589,9}{4} = 897,48 \text{ kg}$$

$$p'_{ser} = \frac{q_{0\ ser}}{u \times v} = \frac{897,48}{0,25^2} = 14359,68 \text{ kg / m}^2$$

$$p_{ser} = 14359,68 \times S$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1,40 \text{ m}$  et  $L_y = 1,60 \text{ m}$   $\rho = 0,88 \text{ m}$

**Tableau 8 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles**

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	P'(Kg/m <sup>2</sup> )	P=P'.S(Kg)	M <sub>x</sub> (Kg,m)	M <sub>y</sub> (Kg,m)
1	0,78	0,81	0,061	0,047	1,43	14359,68	20534,34	1252,59	965,11
2	0,43	0,81	0,092	0,066	0,78	14359,68	11200,55	1030,45	739,2363
3	0,78	0,5	0,073	0,062	0,88	14359,68	12636,52	922,47	783,46
4	0,43	0,5	0,113	0,088	0,48	14359,68	6892,65	778,87	606,55

#### -Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 78,54 \text{ kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 48,96 \text{ kg, m}$$

#### -Moments dus aux charges réparties (poids propre)

$$E.L.S \ q_{ser} = 940 \text{ kg}$$

#### -Moments dus aux charges réparties (E.L.S)

$$\alpha = 0,88$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,88 \Rightarrow \mu_x = 0,0476 \text{ et } \mu_y = 0,7438$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 87,7 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yr} = 65,23 \text{ kg. m}$$

#### -Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 78,54 + 87,7 = 166,24 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 48,96 + 65,23 = 114,19 \text{ kg. m}$$

**-Les moments retenus****a) En travée**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 124,68 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 85,64 \text{ kg. m}$$

$$\text{b) Sur appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 83,12 \text{ kg. m}$$

**-Vérification des contraintes dans le béton**

- **En travée**

**Suivant  $L_x$** 

$$M_{tx} = 1246,8 \text{ N.m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2)$$

$$= 6087,13 \text{ cm}^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1246,8}{6087,13} \times 3,13 = 0,64 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,64 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Suivant  $L_y$

$$M_{ty} = 856,4 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) \\ = 6087,13 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{856,4}{6087,13} \times 3,13 = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,44 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis**

$$M_a = 831,2 \text{ N.m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) \\ = 6087,13 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{831,2}{6087,13} \times 3,13 = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,43 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

## ➤ Flèche

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \Rightarrow 0,107 > 0,0375$$

Condition vérifiée

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 3,14 < 6,75$$

Condition vérifiée

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

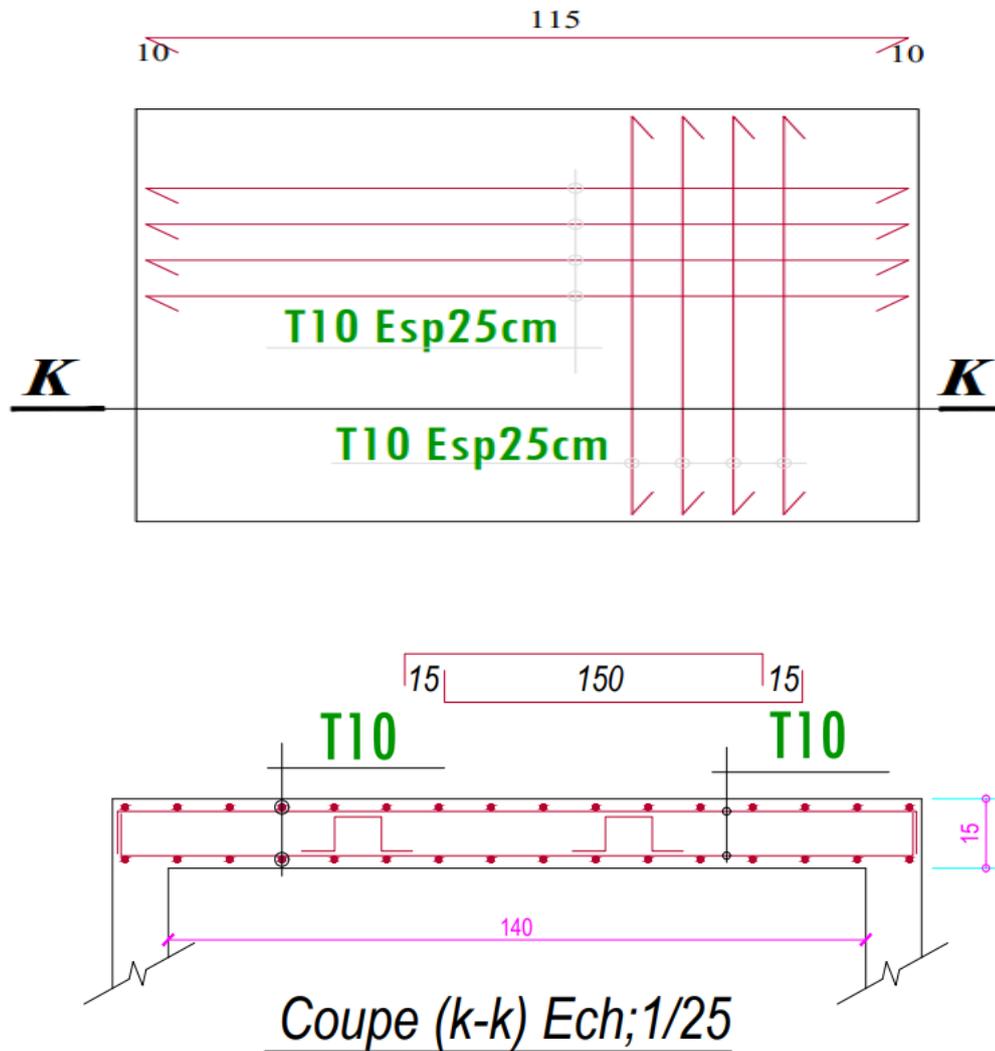


Figure III.25 : Ferrailage de la dalle de la gaine d'ascenseur

### III.5. Récapitulatif

D'après l'étude des éléments non structuraux, nous avons opté pour les ferraillements suivants

**Tableau III.6 : Ferraillements des éléments non-structuraux**

Désignation		Ferraillement		Espacement (cm)	
		En travée	Sur appuis	Zone courant	Zone nodale
Plancher	Terrasse	3T12	2T10	16	10
	Etage courage	3T12	2T10		
Escalier		5T12	4T10	25/20	
Poutre palière		3T14	3T12	15	12
Poutre brisé		3T12	3T10	12	10
Balcon		4T10	3T10	25	
Ascenseur		4T10	4T10	25	
Acrotère		5 $\phi$ 6		20	

# CHAPITRE IV

## Etude sismique

## IV.1. Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). Notre projet est situé dans une zone **IIa** et l'immeuble est classé d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/2003) d'une catégorie d'importance 2 (moyenne importance).

Cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure, afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de la structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

## IV.2. Méthode de calcul

Selon l'article 4.1.1 de RPA99v2003, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- méthode statique équivalente ;
- méthode dynamique modale spectrale ;
- méthode d'analyse par accélérogramme

## IV.3. Méthode statique équivalente

### IV.3.1 Conditions d'application de la méthode (RPA99/2003 art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

- Zone I :**
- tous groupes
- Zone II :**
- groupe d'usage 3
  - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
  - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Zone III :**
- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

### Régularité en plan

**a1.** Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

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

**a3.** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf Fig 3.2)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (cf Fig 3.2)

**a4.** Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

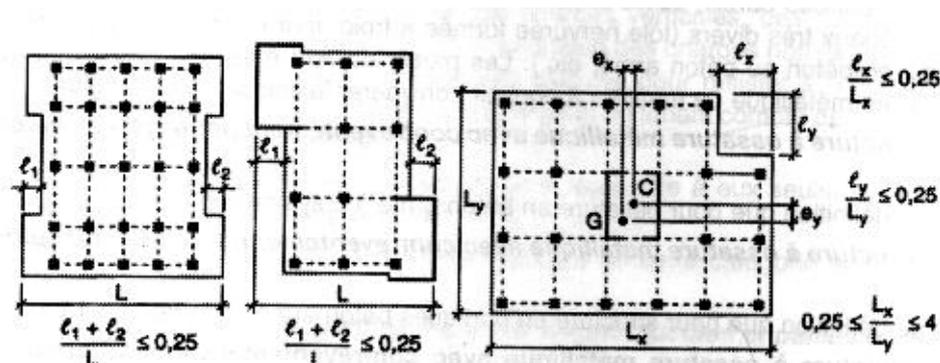


Figure IV.1 : : Limites des décrochements en plan

Pour notre bâtiment

$$\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0,25 \Rightarrow \frac{1,55+1,5}{17,95} = 0,17 \leq 0,25 \text{ Condition vérifiée}$$

### Régularité en élévation

**b1.** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

**b2** Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

**b4.** Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires

D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après (fig. 3.3).

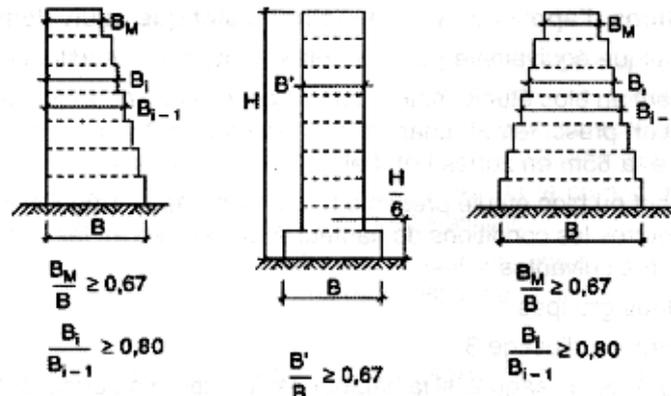


Figure IV.2 : Limites des décrochements en élévation

Pour notre bâtiment

$$\frac{B'}{B} \geq 0,67 \Rightarrow \frac{29,4}{29,4} = 1 \geq 0,67 \text{ Condition vérifiée}$$

Tableau IV.1 : Condition d'utilisation de la méthode statique

$T$	Conditions	Vérifications	
Régularité en élévation	$\frac{B'}{B} \geq 0,67$	$1 \geq 0,67$	Vérifiée
Régularité en plan	$\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0,25$	$0,17 \leq 0,25$	

Alors on peut utiliser la méthode statique équivalente

### IV.3.2. Principe de la méthode (RPA99/4.2.1)

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et horizontales. Et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

- $V$  : La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone RPA99 (tableau 4.1)

**Tableau IV.2 : Coefficient d'accélération de la zone RPA99**

Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Dans le cas de notre projet : A= 0.15

- Q : Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$  : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4 RPA99)

**Tableau IV.3 : valeurs des pénalités  $P_q$** 

Critère q	$P_q$	
	Observé	Non observé
1 Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2 Redondance en plan	0	0.05
3 Régularité en plan	0	0.05
4 Régularité en élévation	0	0.05
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6 Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10

On trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0+0+0+0+0+0,10) = 1.10$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA99/2003 en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y'a lieu d'adopter pour le coefficient la valeur la plus petite.

Pour notre projet R= 5

- **W** : Le poids total du bâtiment

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donnée par le (tableau 4.5 RPA99/2003)  $\Rightarrow \beta = 0.2$

### Plancher Terrasse

- Acrotère.....  $G_a \times \sum L_a = 1,725 \times 108,86 = 187,78$  kN.
- Plancher terrasse (à corps creux) .....  $G_p \times S_p = 5,48 \times 466,76 = 2557,84$  kN.
- Poutres principales.....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,4 \times 25 \times 155,8 = 545,3$  kN.
- Poutres Secondaires.....  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 146,5 = 384,56$  kN
- Poteaux .....  $b \times h \times \gamma_b \times n \times \frac{H}{2} = 0,35 \times 0,35 \times 25 \times 44 \times \frac{3,06}{2} = 206,168$  kN

Avec : n : Nombre des Poteaux (n=44)

- Murs Extérieurs.....  $\alpha \times \sum L \times H \times g \times \frac{1}{2} = 0,8 \times 109,15 \times 2,8 \times 3,06 \times \frac{1}{2} = 374,08$  kN

Avec :  $\alpha$  : Coefficient de réduction qui tient compte des ouvertures  $\alpha = 0,8$ .

$$W_{GT} = 4255,73 \text{ kN} = 425,57 \text{ t}$$

$$\text{Surcharge : } W_{\text{Plancher}} = Q_0 \times S_P = 1 \times 466,76 = 466,76 \text{ kN}$$

$$W_{\text{Dallep}} = Q_0 \times S_{DP} = 1 \times 40,4 = 40,4 \text{ kN}$$

$$W_{QT} = W_{\text{Planche}} + W_{\text{Dallep}} = 507,16 \text{ kN} = 50,71 \text{ t}$$

$$W_T = W_{GT} + \beta W_{QT} = 435,712 \text{ t}$$

**Plancher étage courant :**

Niveau 6 et 5

- Plancher terrasse (à corps creux) .....  $G_p \times S_p = 5,04 \times 424,1 = 2137,46 \text{ kN}$ .
- Poutres principales.....  $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,35 \times 0,4 \times 25 \times 155,8 = 545,3 \text{ kN}$ .
- Poutres Secondaires.....  $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 146,5 = 384,56 \text{ kN}$
- Poteaux .....  $b \times h \times \gamma_b \times n \frac{H}{2} = 0,35 \times 0,35 \times 25 \times 44 \times \frac{3,06}{2} = 206,168 \text{ kN}$

Avec : n : Nombre des Poteaux (n=44)

- Murs Extérieurs.....  $\alpha \times \Sigma L \times H \times g \times \frac{1}{2} = 0,8 \times 109,15 \times 2,8 \times 3,06 \times \frac{1}{2} = 374,08 \text{ kN}$

Avec :  $\alpha$  : Coefficient de réduction qui tient compte des ouvertures  $\alpha = 0,8$ .

- Escalier.....  $G_{esc} \times S_{esc} = 18,02 \times 10,36 = 186,69 \text{ kN}$
- Balcon.....  $S_b \times G_b = 40,4 \times 4,51 = 182,204 \text{ kN}$

$$W_{GEC0} = 4016,46 \text{ kN} = 401,64 \text{ t}$$

**Surcharge:**  $W_{Plancher} = Q_0 \times S_P = 1,5 \times 424,1 = 636,15 \text{ kN}$ 

$$W_{Dallep} = Q_0 \times S_{DP} = 3,5 \times 40,4 = 141,4 \text{ kN}$$

$$W_{esc} = Q_0 \times S_{DP} = 2,5 \times 10,36 = 25,9 \text{ kN}$$

$$W_{QEC0} = W_{Planche} + W_{Dallep} + W_{esc} = 803,45 \text{ kN} = 80,34 \text{ t}$$

$$W_{EC0} = W_{GEC0} + \beta W_{QEC0} = 417,71 \text{ t}$$

Niveau 4 et 3

- Plancher terrasse (à corps creux) .....  $G_p \times S_p = 5,04 \times 424,1 = 2137,46 \text{ kN}$ .
- Poutres principales.....  $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,35 \times 0,4 \times 25 \times 155,8 = 545,3 \text{ kN}$ .
- Poutres Secondaires.....  $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 146,5 = 384,56 \text{ kN}$
- Poteaux .....  $b \times h \times \gamma_b \times n \frac{H}{2} = 0,4 \times 0,4 \times 25 \times 44 \times \frac{3,06}{2} = 269,28 \text{ kN}$

Avec : n : Nombre des Poteaux (n=44)

- Murs Extérieurs..... $\alpha \times \Sigma L \times H \times g \times \frac{1}{2} = 0,8 \times 109,15 \times 2,8 \times 3,06 \times \frac{1}{2} = 374,08 \text{ kN}$

Avec :  $\alpha$  : Coefficient de réduction qui tient compte des ouvertures  $\alpha=0,8$ .

- Escalier..... $G_{\text{esc}} \times S_{\text{esc}} = 18,02 \times 10,36 = 186,69 \text{ kN}$
- Balcon..... $S_b \times G_b = 40,4 \times 4,51 = 182,204 \text{ kN}$

$$W_{\text{GEC1}} = 4079,57 \text{ kN} = 407,96 \text{ t}$$

**Surcharge:**  $W_{\text{Plancher}} = Q_0 \times S_P = 1,5 \times 424,1 = 636,15 \text{ kN}$

$$W_{\text{Dallep}} = Q_0 \times S_{\text{DP}} = 3,5 \times 40,4 = 141,4 \text{ kN}$$

$$W_{\text{esc}} = Q_0 \times S_{\text{DP}} = 2,5 \times 10,36 = 25,9 \text{ kN}$$

$$W_{\text{QEC1}} = W_{\text{Planche}} + W_{\text{Dallep}} + W_{\text{esc}} = 803,45 \text{ kN} = 80,34 \text{ t}$$

$$W_{\text{EC1}} = W_{\text{GEC1}} + \beta W_{\text{QEC1}} = 424,03 \text{ t}$$

### Niveau 2 et 1

- Plancher terrasse (a corps creux)..... $G_p \times S_p = 5,04 \times 424,1 = 2137,46 \text{ kN}$ .
- Poutres principales..... $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,35 \times 0,4 \times 25 \times 155,8 = 545,3 \text{ kN}$ .
- Poutres Secondaires..... $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 146,5 = 384,56 \text{ kN}$
- Poteaux .....  $b \times h \times \gamma_b \times n \times \frac{H}{2} = 0,45 \times 0,45 \times 25 \times 44 \times \frac{3,06}{2} = 340,80 \text{ kN}$

Avec : n : Nombre des Poteaux (n=44)

- Murs Extérieurs..... $\alpha \times \Sigma L \times H \times g \times \frac{1}{2} = 0,8 \times 109,15 \times 2,8 \times 3,06 \times \frac{1}{2} = 374,08 \text{ kN}$

Avec :  $\alpha$  : Coefficient de réduction qui tient compte des ouvertures  $\alpha=0,8$ .

- Escalier..... $G_{\text{esc}} \times S_{\text{esc}} = 18,02 \times 10,36 = 186,69 \text{ kN}$
- Balcon..... $S_b \times G_b = 40,4 \times 4,51 = 182,204 \text{ kN}$

$$W_{\text{GEC2}} = 4151,09 \text{ kN} = 415,1 \text{ t}$$

**Surcharge:**  $W_{\text{Plancher}} = Q_0 \times S_P = 1,5 \times 424,1 = 636,15 \text{ kN}$

$$W_{\text{Dallep}} = Q_0 \times S_{\text{DP}} = 3,5 \times 40,4 = 141,4 \text{ kN}$$

$$W_{\text{esc}} = Q_0 \times S_{\text{DP}} = 2,5 \times 10,36 = 25,9 \text{ kN}$$

$$W_{QEC2} = W_{Planche} + W_{Dallep} + W_{esc} = 803,45 \text{ kN} = 80,34 \text{ t}$$

$$W_{EC2} = W_{GEC2} + \beta W_{QEC2} = 431,17 \text{ t}$$

### Niveau RDC

- Plancher terrasse (à corps creux) .....  $G_p \times S_p = 5,04 \times 424,1 = 2137,46 \text{ kN}$ .
- Poutres principales.....  $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,35 \times 0,4 \times 25 \times 155,8 = 545,3 \text{ kN}$ .
- Poutres Secondaires.....  $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 146,5 = 384,56 \text{ kN}$
- Poteaux .....  $b \times h \times \gamma_b \times n \frac{H}{2} = 0,45 \times 0,45 \times 25 \times 44 \times \frac{4,08}{2} = 454,41 \text{ kN}$

Avec : n : Nombre des Poteaux (n=44)

- Murs Extérieurs.....  $\alpha \times \Sigma L \times H \times g \times \frac{1}{2} = 0,8 \times 109,15 \times 2,8 \times 3,06 \times \frac{1}{2} = 374,08 \text{ kN}$

Avec :  $\alpha$  : Coefficient de réduction qui tient compte des ouvertures  $\alpha = 0,8$ .

- Escalier.....  $G_{esc} \times S_{esc} = 18,02 \times 10,36 = 186,69 \text{ kN}$
- Balcon.....  $S_b \times G_b = 40,4 \times 4,51 = 182,204 \text{ kN}$

$$W_{GRDC} = 4264,7 \text{ kN} = 426,47 \text{ t}$$

**Surcharge:**  $W_{Plancher} = Q_0 \times S_P = 1,5 \times 424,1 = 636,15 \text{ kN}$

$$W_{Dallep} = Q_0 \times S_{DP} = 3,5 \times 40,4 = 141,4 \text{ kN}$$

$$W_{esc} = Q_0 \times S_{DP} = 2,5 \times 10,36 = 25,9 \text{ kN}$$

$$W_{QRDC} = W_{Planche} + W_{Dallep} + W_{esc} = 803,45 \text{ kN} = 80,34 \text{ t}$$

$$W_{RDC} = W_{GRDC} + \beta W_{QRDC} = 442,54 \text{ t}$$

$$W_{Total} = 2151,162 \text{ t}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » et de la période fondamentale de la structure « T »

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique associées à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7RPA99/2003. Le site de notre projet ; S3 :  $T_1 = 0.15$  et  $T_2 = 0.50$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau 4.2 RPA99/2003

$$\xi = 7\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (4.2.4 RPA99 /2003)**

La valeur de T de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique :  $T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$

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

$$h_N = 26.6m$$

$C_T$  : Le coefficient en fonction du contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA99/2003,  $C_T = 0.05$

Si on est dans le cas N°3 ou 4 du tableau 4.6 RPA99/2003, on peut également utiliser la

$$\text{formule : } T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

D'après l'article 4.2.4 du RPA99/2003 les valeurs des périodes T calculées à partir des formules Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriés de plus de 30%.

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 29.5m \text{ et } D_y = 17.95m$$

**Sens x-x :**

$$T_x = \min \begin{cases} 0.050 \times 26.6^{\frac{3}{4}} = 0.6s \\ \frac{0.09 \times 26.6}{\sqrt{29.5}} = 0.44s \end{cases} \Rightarrow T_x = 0.44s$$

**Sens y-y :**

$$T_y = \min \begin{cases} 0.050 \times 26.6^{\frac{3}{4}} = 0.6s \\ \frac{0.09 \times 26.6}{\sqrt{17.95}} = 0.57s \end{cases} \Rightarrow T_y = 0.57s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5x\eta & 0 \leq T_x \leq T_2 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T_y \leq 3s \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.88 = 2.2 \\ D_y = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.57}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.016 \end{cases}$$

- **Calcul de la force sismique V**

$$V_x = \frac{Ax D_x Q}{R} x W = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.10}{5} \times 2151.162 = 156.174 t$$

$$V_y = \frac{Ax D_y Q}{R} x W = \frac{0.15 \times 2.016 \times 1.10}{5} \times 2151.162 = 143.113 t$$

#### IV.4. Méthode dynamique modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

#### IV.4.1. Principe (Article 4.3.1 RPA99/2003)

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### IV.4.2. Modélisation (RPA99/2003 art4.3.2)

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

### IV.4.3. Spectre de réponse de calcul (RPA/2003 art4.3.3)

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

**A**: coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

**η**: Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

**ξ**: Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

**R** : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

**T1, T2**: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

**Q** : facteur de qualité (tableau 4.4)

Dans la détermination de la valeur de Q, il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle. Par ailleurs, en cas d'analyse tridimensionnelle il y a lieu de prendre comme valeur de Q la plus pénalisante, des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

**Nombre de modes à considérer**

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

**IV.4.4. Combinaison des réponses modales**

a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes  $T_i$ ,  $T_j$  et d'amortissement  $\xi_i, \xi_j$  sont considérées comme indépendantes si le rapport  $r = T_i / T_j$  ( $T_i \leq T_j$ ) vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i + \xi_j}) \quad (4-15)$$

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad (4-16)$$

**E** : effet de l'action sismique considéré

**E<sub>i</sub>** : valeur modale de E selon le mode « i »

**K** : nombre de modes retenus

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ;  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^k E_i^2} \quad (4-17)$$

### Résultante des forces sismiques de calcul

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  $0.8 V/V_t$ .

### Effets de la torsion accidentelle

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales

Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

## IV.5 Prescriptions communes aux méthodes « statique » et « dynamique »

### Stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

### Composante verticale de l'action sismique

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et ceci, en zone sismique III

A cet effet, outre la force descendante adéquate, une force sismique minimum ascendante nette  $F_v = 0.5 A w_p$

doit être prise en considération

$w_p$  : poids propre de l'élément en porte à faux

A coefficient sismique de zone

### Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

### Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce Phénomène est appelé « effet  $P\Delta$  ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet  $P\Delta$ ) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges

D'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au

Niveau «k-1»

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

#### **IV.6. Méthode d'analyse par accelerogramme (Article 4.1.3 RPA99/2003)**

Cette méthode peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

#### **IV.7. Exigences du RPA99/2003**

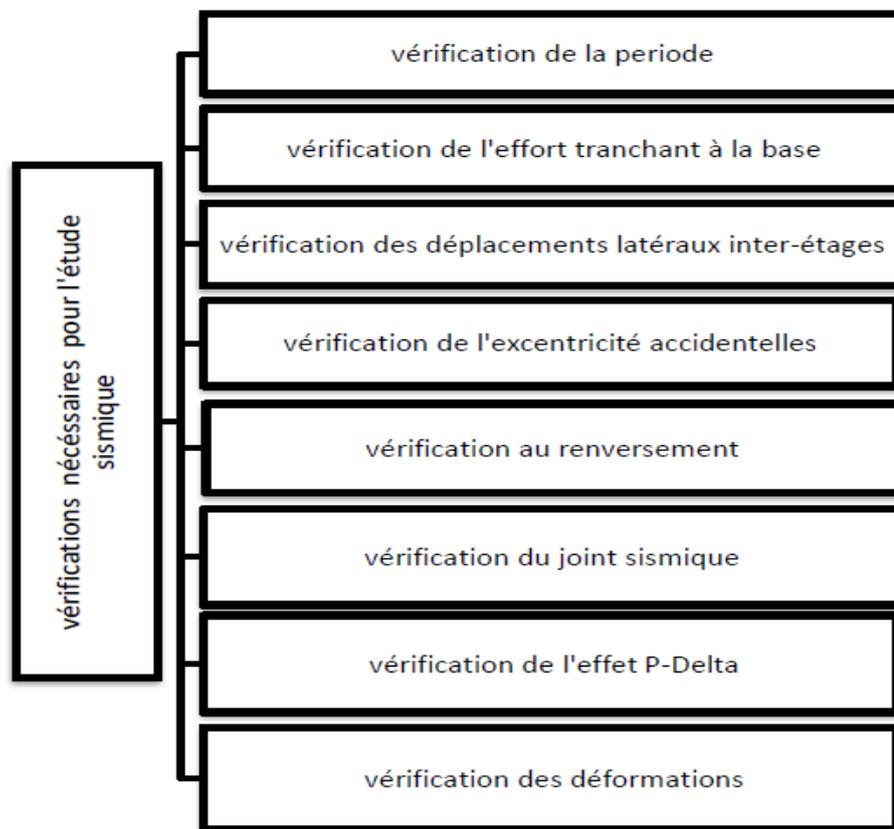
D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

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

D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doivent être tels que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.



I.

Figure IV.3 : Schémas des vérifications nécessaires pour l'étude sismique

# CHAPITRE V

## Etude des éléments structuraux

## V.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons tout d'abord faire les vérifications énumérées dans le **chapitre IV(Figure IV.3)**. Ces vérifications nous permettront de garantir la stabilité du bâtiment face au séisme.

Ensuite nous entamerons l'étude des éléments structuraux. Ces éléments sont des éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

Pour ferrailer les éléments de la structure, on utilisera, le logiciel d'analyses des structures (Etabs v9.7), qui permet de déterminer les efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

## V.2.Modélisation

Le logiciel utilisé pour la modélisation de notre structure est l'ETABS V9.7

Nous utiliserons les étapes suivantes dans la modélisation de notre structure :

-Définition des propriétés des matériaux utilisés :

Les propriétés du béton.

- Définition des caractéristiques géométriques des éléments

-Définition les conditions aux limites :

Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

-Définition de la descente des charges :

-Définition des forces sismiques E :

Ils sont distribués horizontalement verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (Xet Y)

➤ Détermination des combinaisons des charges :

1)  $1.35G + 1.5Q$

2)  $G + Q$

3)  $0.8G + E$

4)  $0.8G - E$

5)  $G + Q + E$

6)  $G + Q - E$

7)  $G + Q + 1.2E$

### V.2.1. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique (sans voiles)

Le spectre de réponse d'après l'application RPA

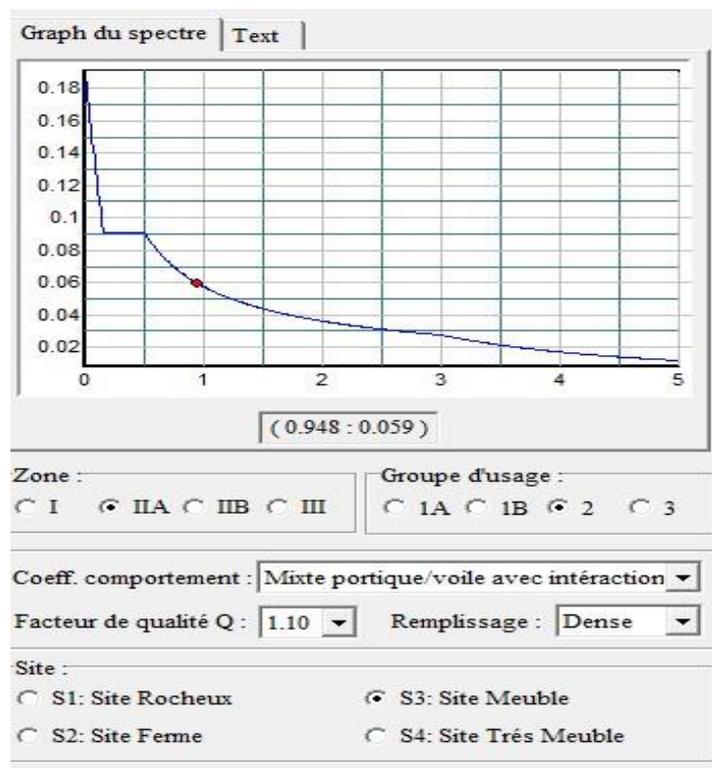


Figure V.1 : spectre de réponse

- Résultats et discussions
- Périodes de vibration et participation massique

Tableau V.1 : Période et taux de participation massique

Mode	Période	UX	UY	UZ	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	$\Sigma UZ$
1	1.174851	78.6015	0.2479	0	78.6015	0.2479	0
2	1.114242	0.3494	55.0327	0	78.9509	55.2806	0
3	1.104458	2.9407	26.7439	0	81.8915	82.0244	0
4	0.401146	10.7024	0.0376	0	92.594	82.062	0
5	0.384377	0.0033	9.9866	0	92.5973	92.0486	0
6	0.379785	0.4494	1.3051	0	93.0467	93.3537	0
7	0.224324	3.5669	0.0046	0	96.6136	93.3584	0
8	0.215919	0.0013	3.3086	0	96.6149	96.667	0
9	0.212756	0.1237	0.2791	0	96.7386	96.9461	0

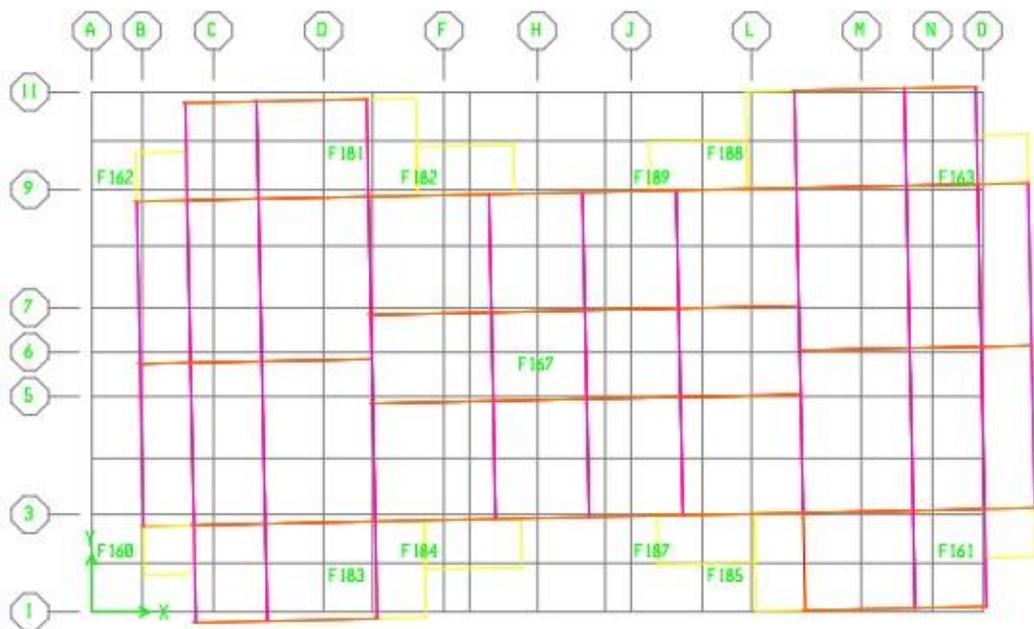


Figure V.2 : Mode 1 translation suivant x-x

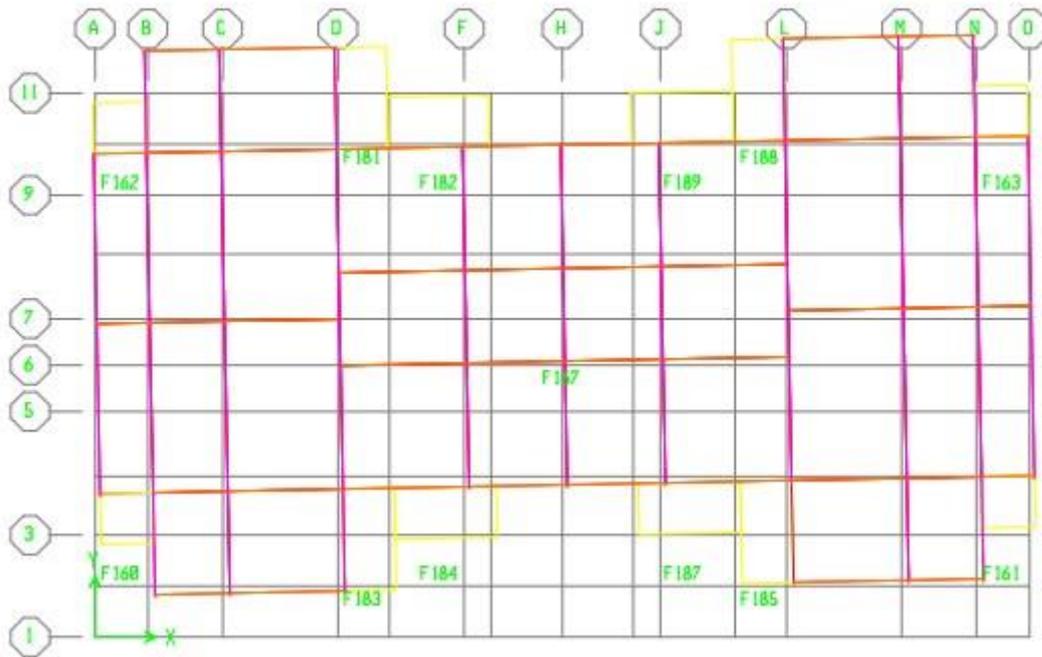


Figure V.3 : Mode 2 translation suivant y-y

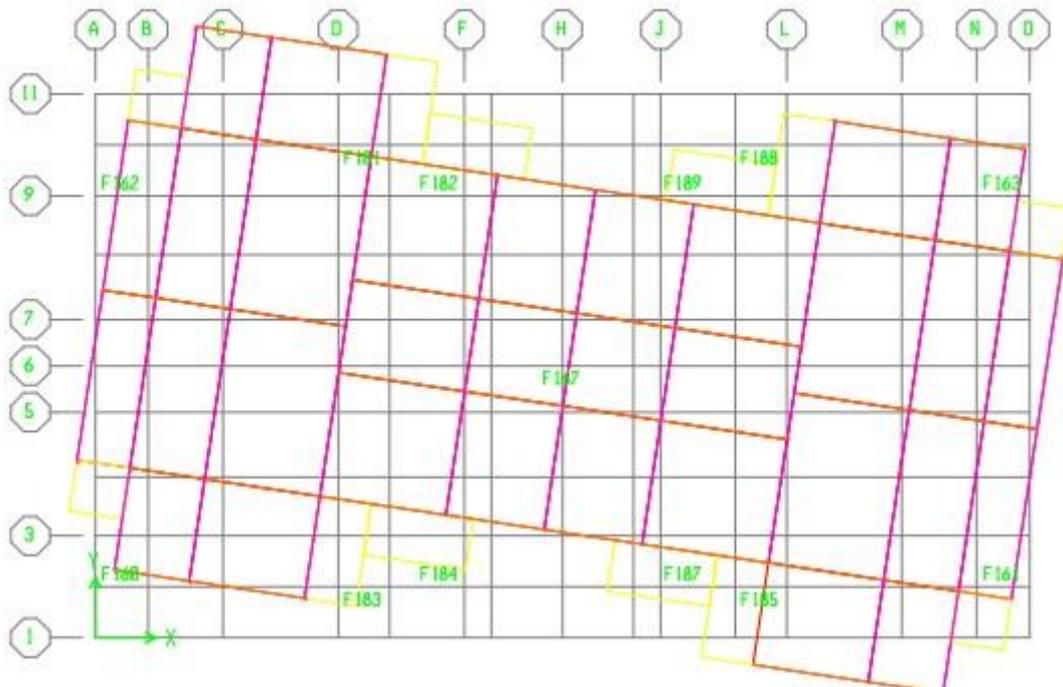


Figure V.4: Mode 3 rotation

➤ **Analyse des résultats**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation des masses selon l'axe x-x atteint les 90% au bout de 4 modes, et selon l'axe y-y au bout de 5 modes. La participation modale du premier mode donne une translation selon l'axe x-x montré sur la figure V.1, le deuxième mode donne une translation selon l'axe y-y figure V.2 et mode 3 donne une rotation figure V.3

**Condition de la participation massique est vérifiée**

- **Vérification de la période** : Il faut que la période fondamentale de vibration (dynamique) soit inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30% (statique).

**Tableau V.2: Vérification de la période**

Périodes	Tstat (s)	1.3 Tstat	Tdyn (s)	Observation
Sens x-x	0.44	0.572	1.174851	Non vérifiée
Sens y-y	0.57	0.741	1.114242	Non vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant à la base**

D'après le RPA99/2003 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.

**Tableau V.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base**

Résultats des forces sismiques	Vstat (t)	0.8Vstat	Vdyn (t)	Observation
Sens x-x	156.174	124.93	133.81t	Vérifiée
Sens y-y	143.113	114.5	138.66t	Vérifiée

- **Vérification de l'excentricité** :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

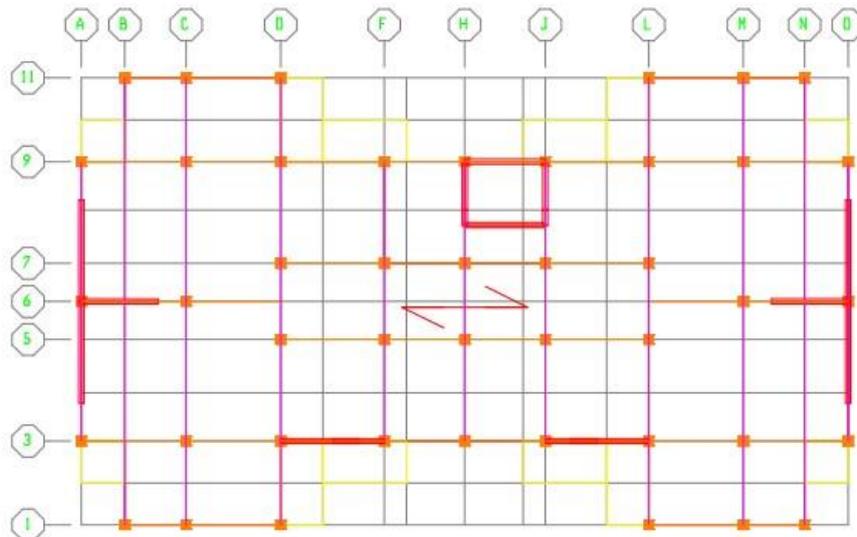
**Tableau V.4 : Vérification de l'excentricité**

Niveaux	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
8	38.9573	38.9573	14.998	8.822	14.941	9.006	0.057	-0.184
7	37.8275	37.8275	14.998	8.694	14.931	8.992	0.067	-0.298
6	18.8754	18.8754	15.012	8.745	14.921	8.982	0.091	-0.237
5	19.0693	19.0693	15.011	8.745	14.913	8.973	0.098	-0.228
4	19.3033	19.3033	15.011	8.745	14.91	8.958	0.101	-0.213
3	19.5284	19.5284	15.011	8.745	14.911	8.942	0.1	-0.197
2	19.7936	19.7936	15.011	8.746	14.925	8.912	0.086	-0.166
1	41.5477	41.5477	14.998	8.703	14.961	8.857	0.037	-0.154

### V.2.2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique (avec voiles)

#### ➤ -Disposition des voiles de contreventement

Plusieurs dispositions de voiles ont été essayées, celle qui a été adoptée est la suivante :



**Figure V.5 : Disposition des voiles de contreventement**

➤ **Résultats et discussions**

Périodes de vibration et participation massique :

**Tableau. V.5 : Période et taux de participation massique**

Mode	Période	UX	UY	UZ	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	$\Sigma UZ$
1	0.56345	70.6365	0	0	70.6365	0	0
2	0.430996	0	71.262	0	70.6365	71.2621	0
3	0.332375	0.0037	0.0251	0	70.6402	71.2871	0
4	0.135145	19.3829	0	0	90.0231	71.2871	0
5	0.104531	0	19.8842	0	90.0231	91.1713	0
6	0.081505	0.002	0.0153	0	90.025	91.1866	0
7	0.0602	6.1241	0	0	96.1492	91.1866	0
8	0.047796	0	5.7019	0	96.1492	96.8886	0
9	0.037682	0.0188	0.0067	0	96.168	96.8952	0

➤ **Analyse des résultats**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation des masses selon l'axe x-x atteint les 90% au bout de 4 modes, et selon l'axe y-y au bout de 5 modes. La participation modale du premier mode donne une translation selon l'axe x-x montré sur la figure V.1, le deuxième mode donne une translation selon l'axe y-y figure V.2 et mode 3 donne une rotation figure V.3

**Condition de la participation massique est vérifiée.**

**Tableau. V.6 : Vérification de la période**

Périodes	Tstat (s)	1.3 Tstat	Tdyn (s)	Observation
Sens x-x	0.44	0.572	0.563451	Vérifiée
Sens y-y	0.57	0.741	0.430996	Vérifiée

**Tableau. V.7 : Vérification de l'effort tranchant à la base  $0.8 V_{stat} < V_{dyn}$**

Résultats des forces sismiques	Vstat (t)	0.8Vstat	Vdyn (t)	Observation
Sens x-x	156.174	124.93	221.96	Vérifiée
Sens y-y	143.113	114.5	246.56	Vérifiée

- **Vérification vis à vis des déformations**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta k = R \times \delta e k \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$\delta e k$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k - 1 \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 4.19)}$$

Avec :  $\Delta k < 1\% \times h_e \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 5.10)}$

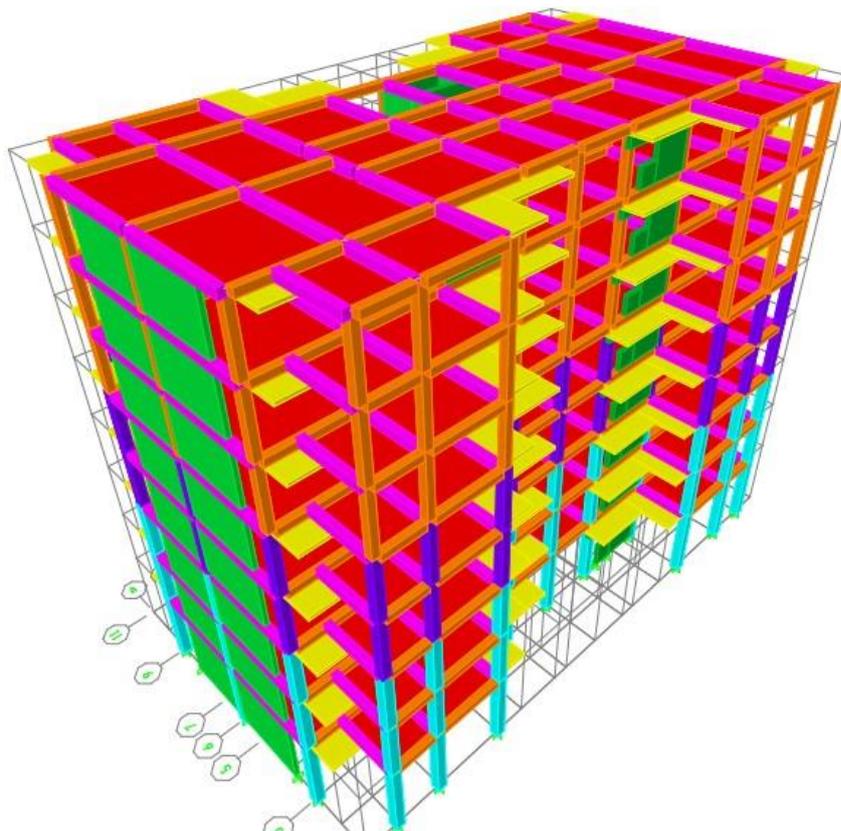
$e$  : Étant la hauteur de l'étage

**Tableau.V.8 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens x**

Niveau	$\delta e$	$\delta k = R \delta e$	$\Delta k = \delta e - \delta k$	$1\% h_e$	Vérification
8	0.0096	0.048	0.007	0.0306	Vérifié
7	0.0082	0.041	0.003	0.0306	Vérifié
6	0.0068	0.044	0.017	0.0306	Vérifié
5	0.0053	0.027	0.007	0.0306	Vérifié
4	0.0039	0.02	0.007	0.0306	Vérifié
3	0.0026	0.013	0.006	0.0306	Vérifié
2	0.0015	0.007	0.004	0.0306	Vérifié
1	0.0006	0.003	0.003	0.0408	Vérifié

**Tableau. V.9 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens y**

Niveau	$\delta_e$	$\delta_k = R \delta_e$	$\Delta k = \delta_e - \delta_k$	1%he	Vérification
8	0.0061	0.0305	0.0045	0.0306	Vérifié
7	0.0052	0.026	0.004	0.0306	Vérifié
6	0.0043	0.022	0.005	0.0306	Vérifié
5	0.0034	0.017	0.0045	0.0306	Vérifié
4	0.0025	0.0125	0.0045	0.0306	Vérifié
3	0.0017	0.008	0.003	0.0306	Vérifié
2	0.001	0.005	0.003	0.0306	Vérifié
1	0.0004	0.002	0.002	0.0408	Vérifié

**Figure V.6 : Modélisation 3-D**

### V.3.ETUDE DES PORTIQUES

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS.

#### V.3.1. Les combinaisons de calcul

##### Poutres :

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre combinaison normale (BAEL 91) :  $1,35 G + 1,5 Q$
- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre combinaison accidentelle [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

##### Poteaux :

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre combinaison normale (BAEL 91) :  $1,35 G + 1,5 Q$
- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre combinaison accidentelle [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

- G : Charge permanente
- Q : Charge d'exploitation
- E : Effort sismique

#### V.3.2. Exigence du RPA99/2003 (7.4.2)

##### Les armatures longitudinales

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

\* leur pourcentage **minimal** sera de :

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone II
- 0,9% en zone III

\* Leur pourcentage maximal sera de

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

\* Le diamètre minimum est de 12mm

\* La longueur minimale des recouvrements est de :

- $40 \phi$  en zone I et II
- $50 \phi$  en zone III

\* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I et II
- 20 cm en zone III

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 7.2.

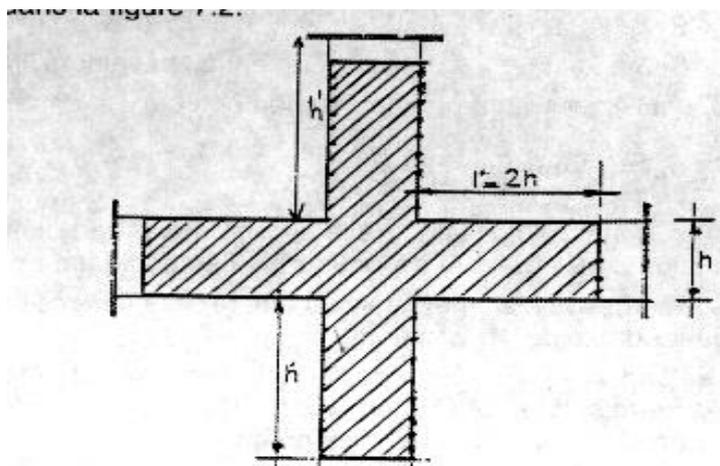


Figure V.7 : schémas de la zone nodale

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

## Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{\alpha_1 \cdot f_e}$$

- $V_u$  est l'effort tranchant de calcul
- $h_1$  hauteur totale de la section brute
- $f_e$  contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- $\rho_a$  est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- $t$  est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

**\* dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et II}$$

$$t \leq 10 \text{ cm.} \quad \text{en zone III}$$

**\*dans la zone courante :**

$$t \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone I et II}$$

$$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \quad \text{en zone III}$$

où  $\varnothing_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimale  $A_t/t \cdot b_1$  en %** est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0,8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

$\lambda_g$  est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

### V.3.3. Etudes des poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, qui transmettent les charges des planchers aux poteaux.

#### Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>eme</sup> genre

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$  Moment maximal correspondant  $M_{sp1}$

Sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre  $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$  Moment maximal correspondant  $M_{sp2}$

- **Les armatures minimales des poutres principales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0,5\% \text{ bht.}$
- Section d'armature maximale :  $A_{max1} = 4\% \text{ bht. (Zone courante)}$   
 $A_{max2} = 6\% \text{ bht. (Zone de recouvrement)}$

- **Poutre principale (30x40) cm<sup>2</sup> :**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% \text{ b. ht} = \frac{5 \times 30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \text{ (Sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\% \text{ b. ht} = \frac{4 \times 30 \times 40}{100} = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% b \cdot h_t = \frac{6 \times 30 \times 40}{100} = 7,2 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau

➤ **Exemple de calcul :**

**Données :**

- Largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la section  $h_t = 40 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$ .

**Terrasse :**

**En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{sp1} = 4.78 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{sp2} = 3.55 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.35 > 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous le } 1^{\text{eme}} \text{ genre } (Sp_1)$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.78 \times 10^4}{30 \times 36^2 \times 14.17} = 0.086$$

$$\mu = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,086}) = 0.113$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.955$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.78 \times 10^4}{0,955 \times 36 \times 348} = 3.99 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } 3T14 \text{ } A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

**Sur appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{sp1} = 9.12 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{sp2} = 7.72 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.18 > 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous le } 1^{\text{eme}} \text{ genre } (Sp_1)$$

$$\mu = \frac{M_u}{b x d^2 x f_{bc}} = \frac{9.12 \cdot 10^4}{30 \times 36^2 \times 14.17} = 0.17$$

$$\mu = 0,17 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,17}) = 0.23$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.906$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.12 \cdot 10^4}{0,906 \times 36 \times 348} = 8.034 \text{ cm}^2 \quad \text{on opte pour } \mathbf{6T14} \quad A_s = \mathbf{9.24 \text{ cm}^2}$$

**➤ Les vérifications**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 b x d x f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2.$$

Adopté > Amin condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes (ELS) :**

**En travée :**

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée  $M_{ser} = 3.54 \text{ t.m}$

$$M_u = 4.78 \text{ t.m}$$

$$\gamma = \frac{4.78}{3.54} = 1.35$$

$$\alpha \leq \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha = \leq 0.42 \quad \text{condition vérifiée}$$

**En appuis :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée  $M_{ser} = 6.73 \text{ t.m}$

$$M_u = 9.12 \text{ t.m}$$

$$\alpha = 0,2594 ?$$

$$\gamma = \frac{9.12}{6.73} = 1.35$$

$$\alpha \leq \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0.42$$

condition vérifiée

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{2.27 \times 100}{30 \times 36} = 0.2 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \left( \frac{f_{cj}}{f_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

- **Calcul les armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min ( 11.4 ; 30 ; 14)$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

**Calcul de L'espace**

$$St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \quad St \leq 32.4\text{cm}$$

$$St \leq \min (32.4; 40\text{cm})$$

**Zone nodale :**  $St \leq \min (h/4; 12\Phi_l; 30\text{cm})$

$$St \leq \min (10 ; 16.8; 30\text{cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

**Zone courante :**

$$S_t \leq h/20 = 20 \text{ cm} \quad \text{on opte pour } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \quad 2\Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

- **La longueur de recouvrement**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone II.

$$L = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on prend } L = 60 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section d'armatures minimale**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = \max\{0,02 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,051 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t = 1.01 \text{ cm}^2 \geq 0,765 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A_s (d - y) = 0 \rightarrow 15 y^2 - 15 \times 4.62 (36 - y) = 0 \rightarrow y = 15.41 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 15.41^3}{3} + 15 \times 4.62 \times (36 - 15.41)^2 = 65973.43 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{35.4 \times 10^3}{65973.43} \times 15.41 = 8.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad 0.073 > 0,0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0} \quad 0.073 > 0,071 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \quad 0.0043 < 0,0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc il inutile de calculer la flèche

## ➤ Résultats de calculs de ferrillages des poutres

Tableau V.10: Ferrillages des poutres principales 30x40 (cm)

Niveau		M1(t.m)	M2(t.m)	M2/M1 (t.m)	Moment de calcul (t.m)	A <sub>s</sub> calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RP</sub> calcul (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )	A Choisie
Terrasse	En travée	4.78	3.55	1.35	4.78	3.99	6	4.62	3T14
	Sur appuis	9.12	7.72	1.18	9.12	8.034		9.24	6T14
Etages courants	En travée	5.45	3.97	2.26	5.45	5.6	6	6.16	3T14fil +2T12 trav
	Sur appuis	10.22	8.41	1.2	10.22	8.23		9.24	6T14

Tableau V.11 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poutres 30x40(cm)

Niveau		M <sub>ser</sub> (t.m)	τ <sub>u</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$
Terrasse	En travée	3.54	0.2	3.33	15.41	65973.43	8.26	15	Vérifiée
	Sur appuis	6.73	0.2	3.33	23.43	150556.8	10.47		Vérifiée
Etages courants	En travée	3.94	0.2	3.33	18.28	89299.13	8.065		Vérifiée
	Sur appuis	7.40	0.2	3.33	23.43	150556.8	11.51		Vérifiée

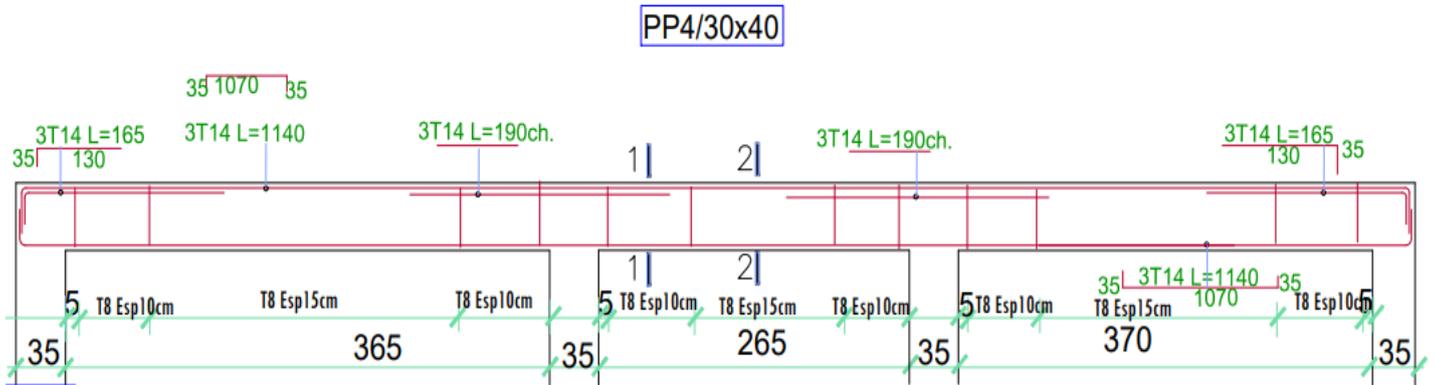
## ➤ Poutre secondaire

Tableau V.12: Ferrailages des poutres secondaire 30x35 (cm)

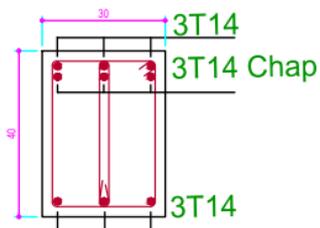
Niveau	Endroit	M1(t.m)	M2(t.m)	M2/M1 (t.m)	Moment de calcul (t.m)	A <sub>s</sub> calcul (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RP</sub> calcul (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )	A Choisie
Terrasse	En travée	2.61	2.18	1.2	2.61	2.46	6	3.39	3T12
	Sur appuis	2.94	3.006	0.98	3.006	2.84		3.39	3T12
Etages courants	En travée	2.88	2.41	1.19	2.88	2.72	6	3.39	3T12
	Sur appuis	3.97	4.232	0.94	4.232	4.07		4.62	3T14

Tableau V.13 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poutres 30x35(cm)

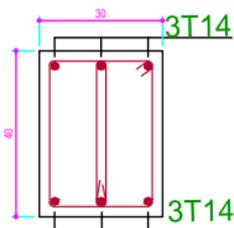
Niveau		M <sub>ser</sub> (t.m)	τ <sub>u</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$
Terrasse	En travée	1.91	0.03	3.33	12.16	37000	6.27	15	Vérifiée
	Sur appuis	2.16	0.27	3.33	12.16	37000	7.09		Vérifiée
Etages courants	En travée	2.06	0.03	3.33	12.16	37000	6.77		Vérifiée
	Sur appuis	2.89	0.23	3.33	15.41	65973.43	6.75		Vérifiée



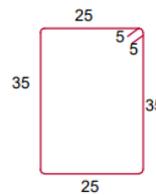
Cadres Ø8 L=130cm



Coupe (1-1)



Coupe (2-2)



Etrier Ø8 L=80cm



FigureV.8 : Exemple de ferrillages des poutres

### V.2.4. Etude des poteaux

Ce sont des éléments verticaux qui servent à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

#### ➤ Méthode de calcul

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

$$\text{- 1<sup>er</sup>Genre : } 1,35G+1,5Q \Rightarrow [N_{\min} ; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$$

$$[N_{\max} ; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

$$\text{- 2<sup>eme</sup>Genre: } 0,8G \pm E \text{ et } G+Q+E \Rightarrow [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A1$$

$$[N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$[M_{\max} ; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

**Tableau V.14 : Les sollicitations défavorables du 1er genre**

Combs.		(45x45)	(40x40)	(35x35)
(a)	<b>N<sub>min</sub></b>	20.48	10.87	0.96
	<b>M<sub>coresp</sub></b>	0.0063	0.003	0.033
(b)	<b>N<sub>max</sub></b>	144.68	86.36	50.29
	<b>M<sub>corr</sub></b>	0.482	1.037	0.861
(c)	<b>M<sub>max</sub></b>	3.764	3.532	3.74
	<b>N<sub>corr</sub></b>	49.16	24.4	7.09

**Tableau V.15 : les sollicitations défavorables du 2eme genre**

Combs.		(45x45)	(40x40)	(35x35)
(a)	$N_{min}$	0.01	0.1	0.023
	$M_{coresp}$	0.656	1.79	3.21
(b)	$N_{max}$	103.98	62.22	36.41
	$M_{corr}$	0.336	0.696	0.556
(c)	$M_{max}$	5.91	6.12	5.049
	$N_{corr}$	1.17	3.78	3.11

➤ **Exemple de calcul :**

**Poteau (RDC, étage 1 et 2)**

Section (45x45) cm<sup>2</sup>

**Sens longitudinale :**

**Données :**

- Largeur du poteau  $b = 45$  cm.
- Hauteur de la section  $ht = 45$  cm.
- Enrobage  $c = 2,5$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = ht - c = 42.5$  cm
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400$  Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1$  Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

➤ **Combinaison du 1<sup>ère</sup> genre**

**a. Nmin = 20.48 t    Mcorssp = 0.0063t.m**

**-Détermination le centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.0063}{20.48} = 0.0003 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 20.48 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.0003 \right) = 3.7 \text{ t.m}$$

**-Vérification si la section est surabondante :**

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h = 232.42 \text{ t} \quad N_u = 20.48 < 232.42 \text{ t} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) = 20.48 \times 0.405 \left( 1 - \frac{0,514 \times 20.48}{0.45 \times 0.405 \times 14.17 \times 10^2} \right) = 19.64 \text{ t.m}$$

$$19.64 > 3.7 \text{ t.m} \text{ Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_1 = A'_1 = 0$ ).

**b. N max = 144.69 t    Mcorssp = 0.482t.m**

**- Détermination le centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.482}{144.69} = 0.0033 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 144.69 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.0033 \right) = 26.5 \text{ t.m}$$

**-Vérification si la section est surabondante**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h = 232.42 \text{ t} \quad N_u = 144.69 < 232.42 \text{ t} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) = 144.69 \times 0.405 \left( 1 - \frac{0,514 \times 144.69}{0.45 \times 0.405 \times 14.17 \times 10^2} \right) = 41.72 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$41.72 > 26.5 \text{ t.m} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_2 = A'_2 = 0$ ).

**c. Mmax = 3.764 t.m    Ncorresp = 49.16 t**

**- Détermination le centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3.764}{49.16} = 0.077$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 49.16 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.077 \right) = 12.6 \text{ t.m}$$

**-Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h = 232.42 \text{ t} \quad N_u = 49.16 \text{ t} < 232.42 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) = 49.16 \times 0.405 \left( 1 - \frac{0,514 \times 49.16}{0.45 \cdot 0.405 \cdot 14.17 \cdot 10^2} \right) = 17.96 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

17.96 > 12.6 t.m ... Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_3 = A'_3 = 0$ ).

**Armature minimal RPA99/2003**

$$A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.16: Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)**

Famille de poteaux	$A_{min} \text{ cm}^2$	$A_{max1} = 4\% b \cdot h_t$ (zone courante) $\text{cm}^2$	$A_{max2} = 6\% b \cdot h_t$ (zone de recouvrement) $\text{cm}^2$
(45x45) $\text{cm}^2$	16.2	81	121.5
(40x40) $\text{cm}^2$	12.8	64	96
(35x35) $\text{cm}^2$	9.8	49	73.5

➤ Les ferrillages ont été calculé avec l'application SOCOTEC

Tableau V.17: Ferrailage des poteaux

	Com	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sub>U</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		
(45x45)	(a)	20.48	0.0063	0	0.01	0.656	0.44	16.2	<b>8T14+4T16</b>  <b>As=18.48</b>
	(b)	144.68	0.482	0	103.98	0.336	0		
	(c)	49.16	3.764	0	5.91	1.17	3,94		
(40x40)	(a)	10.87	0.003	0	0.1	1.69	1,14	12.8	<b>8T12+4T14</b>  <b>As=15.21</b>
	(b)	86.36	1.037	0	62.22	0.696	0		
	(c)	24.4	3.532	0	6.12	3.78	3,72		
(35x35)	(a)	0.96	0.033	0	0.023	3.21	2,2	9.8	<b>12T12</b>  <b>As=13.57</b>
	(b)	50.29	0.861	0	36.41	0.556	0		
	(c)	7.09	3.74	0	5.049	3.11	3,04		

➤ Les vérifications

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité (45X45) cm<sup>2</sup>

$$T_{max}=0.041t = 0.41\text{KN}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{(bxd)} = x \frac{0.41 \times 10^3}{(450 \times 405)} = 0.0022 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible :  $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}$ .

$$\tau_u = 0.0022 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

- **Calcul des armatures transversales**

### Calcul de l'espacement

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } St \leq \min(10 \varnothing L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } St = 12 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } St \leq 15 \varnothing L = 24 \text{ cm} \quad \text{Soit } St = 20 \text{ cm.}$$

- **La longueur minimale des recouvrements est de**

$$\text{- } 40 \phi \text{ en zone I et II } \Rightarrow L = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

On prend  $L = 70 \text{ cm}$

- **Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :**

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a v_u}{h \cdot f_e}$$

- **Vu** : Effort tranchant de calcul

- **h1** : hauteur totale de la section brute

- **fe**: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- **pa**: est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élanement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,75 dans le cas contraire.

- **St** : Espacement des armatures transversales.

### e) Calcul de l'élanement géométrique $\lambda_g$ :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.45} = 6.43 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2.5 \quad (\text{d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2"}).$$

**Avec :**

**Lf**: Longueur de flambement du poteau.

**b** : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

$$\text{donc} : A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} = \frac{12 \times 2.5 \times 0.041 \times 10^2}{45 \times 400} = 0.006 \text{ cm}^2$$

on adopte **4T8**  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$0.3\% < \frac{A_t}{S_t \cdot b} < 0.8\% \Rightarrow 0.3\% < \frac{2.01}{12 \times 45} < 0.8\% \Rightarrow 0.3\% < 0.37\% < 0.8\% \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

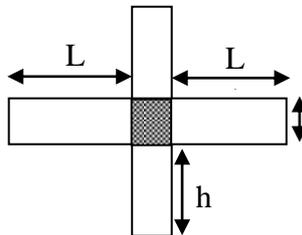
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0.4 \text{ MPa}) = 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot S_t \cdot b}{f_e} \text{ Ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 20 \times 45}{235} = 1.53 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.



$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left( \frac{408}{6}; 45; 45; 60 \right) = 68 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h' = 2 \times 68 = 136 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Vérification du flambement :**

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximale que peut supporter un poteau sans subir les instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha x \left[ \frac{B_r x f_{c28}}{0,9x\gamma_b} + \frac{A_s x f_e}{\gamma_s} \right]$$

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

$B_r$  : Est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle, un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie

$\gamma_b = 1,5$  ; Coefficient de sécurité de béton (cas durable)

$\gamma_s = 1,15$  ; Coefficient de sécurité de l'acier

$\alpha$  : Est un coefficient en fonction d'élanement  $\lambda$  mécaniques qui prend les valeurs.

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2x\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{Pour } \geq 50$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = \frac{3,46x l_f}{b} \text{ Pour la section rectangulaire}$$

$$\lambda = \frac{4x l_f}{b} \text{ Pour la section circulaire}$$

$l_f$  : Longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, comme exemple de calcul, on prendra le même exemple qu'on a pris pour l'exemple de calcul de ferrailage.

$$N_d = 144,68 \text{ t} = 1446,8 \text{ kN}$$

$$l_f = 286 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{3,46x286}{450} = 22 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2x \left(\frac{22}{35}\right)^2} = 0.78$$

$$B_r = (0.45 - 0.02) \times (0.45 - 0.02) = 0.1849 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.78x \left[ \frac{0.1849 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{18.48 \times 10^{-3} \times 400 \times 10^3}{1.15} \right] = 7684.48 \text{ kN}$$

$N_d = 1446.8 \leq N_u = 7684.48 \text{ kN}$  donc pas de risque de flambement.

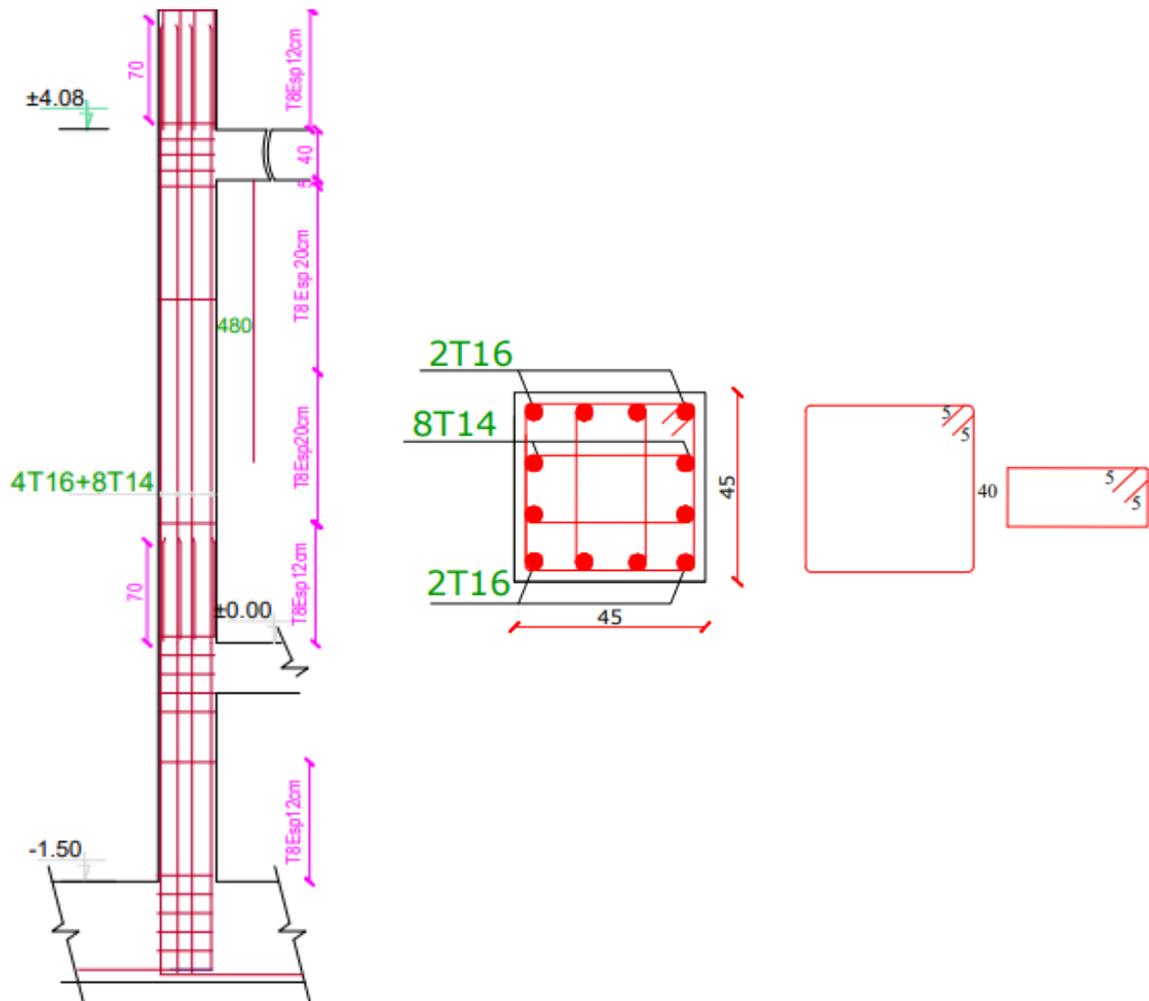


Figure V.9: Exemple de ferrailage de poteaux

## V.4. ÉTUDE DES VOILES

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

### **-Le système de contreventement :**

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismique, car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent, une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

### **Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

### **-Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

### V.4.1. Principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) **G + Q ± E** (vérification du béton)
- 2) **0,8G + E** (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

#### La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18.5 \text{ MPa}$$

Avec : N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : 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. a-1<sup>er</sup> cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

#### 1. b-2<sup>eme</sup> cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e ; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).}$$

-Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

**1. c-3<sup>eme</sup> cas :**

Si : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

**V.4.2. Exigence du RPA99/2003 (7.7.4)****Aciers verticaux :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau ,la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\varnothing$ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

### Règles communes

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile      0,15 %
- En zone courante                                      0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5 a$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre 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 est possible ;
- $20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**-Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

**V.4.3. Ferrailage des voiles****RDC voile 1 (bout de voile) V1**

$$L=3.8 \text{ m}$$

$$a=20 \text{ cm}$$

$$A = 0.68\text{m}^2$$

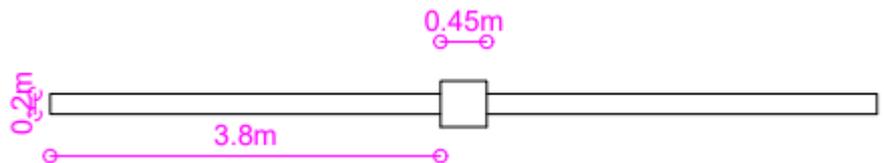
$$I=0.91 \text{ m}^4$$

$$V = 3.8 \text{ m}$$

$$N = 509.19 \text{ t}$$

$$M = 32.61 \text{ t.m}$$

$$T = 40.561 \text{ t}$$

**Figure V.10 : voile 1****-Détermination des contraintes**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{509.19 \cdot 10^{-2}}{0.68} + \frac{32.61 \cdot 10^{-2} \times 3.8}{0.91} = 8.84\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{509.19 \cdot 10^{-2}}{1.52} - \frac{32.61 \cdot 10^{-2} \times 3.8}{7.3} = 6.12\text{MPa}$$

On à  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

**-Calcul des armatures verticales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**-Le diamètre :**  $D \leq 1/10 \times a$  (mm)

$$D \leq (1/10).200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

**-L'espacement :**

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{ 2.a, 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{ St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}} \}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est : **5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml.**

#### Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soient **5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm.

**-calcul des armatures transversales :**

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m<sup>2</sup> au moins ; on prend donc **4φ 6 par m<sup>2</sup>.**

**-Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$  :**

$$\text{On calcule la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$  l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Épaisseur du voile

d : longueur du voile  $d=0.9 h$

Cette contrainte est limitée par :  $\bar{\tau} = 0,05.f_{c28}=1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} = \frac{40.561 \times 1,4 \times 10^{-2}}{0,2 \times 6.84} = 0.415 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0.415 \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

**Tableau V.18: les sollicitations des voiles**

Voiles	Longueur L(m)	Epaisseur a (m)	N(t)	M ( t.m)	T
V1	3.8	0.2	509.19	32.61	40.56
V2	3	0.2	194.57	61.466	0.015
V3	4.05	0.2	222.54	9.865	0
V4	3.15	0.2	287.89	15.183	1.647

**Tableau V.19: Contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  des voiles**

Voiles	Section A(m <sup>2</sup> )	Inertie I (m <sup>4</sup> )	V	$\sigma_1$	$\sigma_2$
V1	0.68	0.91	3.8	8.84	6.12
V2	0.6	0.45	1.5	5.3	1.2
V3	0.81	1.1	2.025	2.92	2.56
V4	0.63	0.52	1.56	5.02	4.1

**Tableau V.20 : Ferrailage des voiles**

Voiles	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadopté(cm <sup>2</sup> )	Espacement St(cm)
V1	0	3	<b>5T12 ( As=5.65)</b>	<b>20</b>
V2	0	3		
V3	0	3		
V4	0	3		

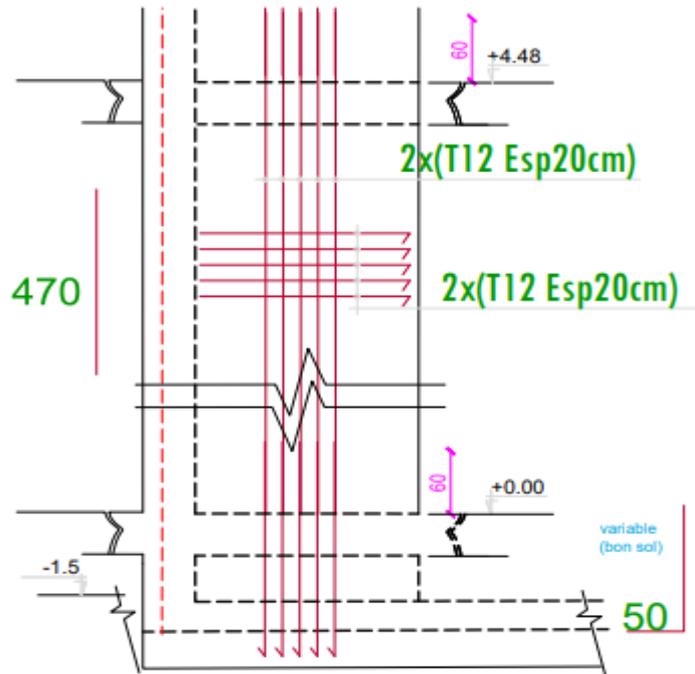
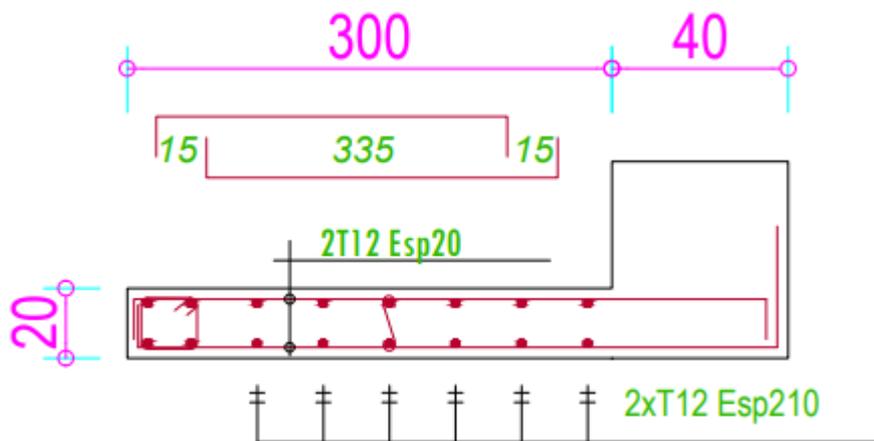


Figure V.11 : Ferrailage des voiles

## V.5. Récapitulatif

**Tableau V.21 : Ferrailage des voiles, poutres et poteaux**

			Armatures	Espacement(cm)	
				Zone nodale	Zone courante
Poutres principales	Terrasse	Travée	3T14	10	15
		Appuis	3T14 fil +3T14 Chap		
	Etage courant	Travée	3T14fil+2T12 Trav		
		Appuis	3T14 fil +3T14 Chap		
	Poutres secondaires	Terrasse	Travée		
Appuis			3T12		
Etage courant		Travée	3T12		
		Appuis	3T14		
Poteaux	45x45	8T14+4T16		12	20
	40x40	8T12+4T14			
	35x35	12T12			
Voiles	V1,V2, V3, V4	5T12		20	

# **CHAPITRE VI**

## **Etude de fondation**

## VI.1. Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles isolés, filantes ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple).

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges.

## VI.2. Choix de type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, La distance entre axes des poteaux, la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.5 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.5 bars. Combinaisons d'actions à considérer sont :

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1.  $G + Q \pm E$

2.  $0.8G \pm E$

Selon les combinaisons citées par le BAEL91

3.  $G + Q$  ;

4.  $1.35G + 1.5Q$

### ➤ Vérification des semelles isolées

On prend la semelle la plus sollicitée et on vérifie la loi suivante  $N/S \leq \overline{\sigma}_{sol}$

-  $N$  : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le **Etabs v9.7**

-  $S$  : surface d'appui de la semelle

-  $\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

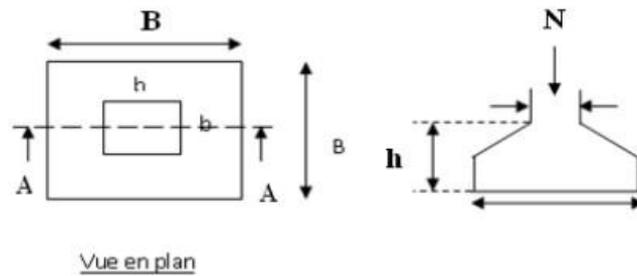


Figure VI.1 : Vue en plan d'une semelle isolée

$$N = 222t ;$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.5 \text{ bar}$$

Le poteau le plus sollicité a une section carrée

$$S = B * B ; \quad \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} \Rightarrow B = 3.84m$$

La distance entre axes des poteaux dans les deux sens varie entre 2.3 et 4.1 sens x-x et entre 3m et 5.5 selon y-y.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

#### ➤ Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux

On a :

$$N1 = 47.92 \text{ t} ; \quad N2 = 113.84 \text{ t} ; \quad N3 = 90.779t ; \quad N4 = 95.23 \text{ t} ; \quad N5 = 105.04 \text{ t}$$

$$N6 = 54.57 \text{ t}$$

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$N = \sum Ni = 47.92 + 113.84 + 90.779 + 95.23 + 105.04 = 362.03 \text{ t}$$

$$N = 362.03t$$

$$L = \sum li = 17.6m$$

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{362.03 \times 1.15}{15 \times 17.6} = 1.57m$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il n'y a pas de chevauchement entre les deux semelles. Donc on opte pour les semelles filantes.

### VI.3. Etude des fondations

#### VI.3.1. Semelle filante

##### -Sous voile

##### ➤ Prés dimensionnement de la semelle

Voile 1 :

$$\Sigma N_{tot} = 338.32 \text{ t}$$

$$L = 7.6$$

$$B = \frac{\Sigma N_{tot}}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{338.32}{15 \times 8.54} = 2.64 \text{ m} \quad \text{on prend : } B = 4 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{400-20}{4} = 95 \text{ cm}$$

On prend  $d = 95 \text{ cm}$

$$h_t = d + 5 = 100 \text{ cm}$$

##### ➤ Le ferrailage se calcul par la méthode de bielles

##### a. Ferrailage longitudinale

$$A_s = \frac{\Sigma N_{ser}(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3383200(4000-450)}{8 \times 950 \times 348} = 4541,1 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 45,4 \text{ cm}^2$$

On adopte : **31T14** avec  $A = 47.74 \text{ cm}^2$

Espacement :  $e = 13 \text{ cm}$

##### b. Ferrailage transversal

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{47.74}{4} = 11.935 \text{ cm}^2 \quad \text{on opte pour } \mathbf{20T10} \text{ avec } \mathbf{A = 15.8 \text{ cm}^2}$$

Espacement :  $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification de rigidité**

$$\sigma_{moy} = 14,83 \frac{t}{m^2} < \sigma_{sol} = 15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**-Semelle filante (fil L,M,N et axe 1)**

➤ **Prés dimensionnement de la semelle filante**

$$\begin{cases} N_1 = 44.167 t \\ N_2 = 53.155 t \\ N_3 = 47.709 t \end{cases}$$

$$B = \frac{\sum N_{tot} - 145.031}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{145.031}{15 \times 6,84} = 1.41$$

$$h_0 \geq \frac{B-b}{4} = \frac{200-45}{4} = 39 \text{ cm}$$

on prend  $h_0 = 40$  cm

$$h_t = h_0 + 5 = 45 \text{ cm}$$

➤ **Le ferrailage se calcul par la méthode de bielles**

**a. Ferrailage longitudinal**

$$A_s = \frac{\sum N_{tot} (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1450310(2000 - 450)}{8 \times 400 \times 348} = 2018,66 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 20,18 \text{ cm}^2$$

On adopte : **14T14** avec  $A = 21,98 \text{ cm}^2$

**Espacement** :  $e = 14$  cm

**b. Ferrailage transversal**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{21,98}{4} = 5,495 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8T10** avec  $A = 6,32 \text{ cm}^2$

**Espacement** :  $e = 25$  cm

➤ **Vérification de rigidité**

$$\sigma_{moy} = 13,03 \frac{t}{m^2} < \sigma_{sol} = 15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VI.3.2. Etude des poutres de libages

- **Pourcentage exigé par RPA :**

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 45 \times 100 = 22,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 22.5 \text{ cm}^2$$

#### VI.3.2.1 Poutres de libage (fils L,M,N et axe 1)

Hauteur de la Poutre de libage (L/9 à L/6)

Avec L= 3.7m

$$H = \frac{L}{7.5} = 0.49\text{m} \text{ on prend } H=100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 44.167 \text{ t} \\ N_2 = 53.155 \text{ t} \\ N_3 = 47.709 \text{ t} \end{cases}$$

$$M_0 = 52,85 \text{ t.m} \begin{cases} M_t = 0.81M_0 = 42,81\text{t.m} \\ M_{ar} = 0.2M_0 = 10,57\text{t.m} \\ M_{ai} = 0.6M_0 = 31,71\text{t.m} \end{cases}$$

$$d \approx 0,9 H = 0,9 \times 100 = 90 \text{ cm} \quad b=45\text{cm}$$

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{42,81 \times 10^4}{45 \times (90)^2 \times 14,17} = 0.083$$

$$\mu = 0,083 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083}) = 0,108$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9566$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{42,81 \times 10^4}{0,9566 \times 90 \times 348} = 14.3 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour } \mathbf{3T16+3T20} \quad \mathbf{A = 15.45 \text{ cm}^2}$$

#### Condition de non fragilité

$$A_{st_{min}} \geq 0,23. b.d. \frac{f_t 28}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23.45.90. \frac{2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15.45 \text{ cm}^2 > A_{st_{min}} = 4,89 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis de rive :**

$$\mu = \frac{M_a}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{10,57 \times 10^4}{45 \times (90)^2 \times 14,17} = 0.02$$

$$\mu = 0,02 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{10,57 \times 10^4}{0,990 \times 90 \times 348} = 3,41 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité

$$A_{st_{\min}} = 4,89 \text{ cm}^2 > A_s = 3,41 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour } \mathbf{3T16 : A = 6.03 \text{ cm}^2}$$

#### ➤ Sur appuis intermédiaire :

$$\mu = \frac{M_a}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{31,71 \times 10^4}{45 \times (90)^2 \times 14,17} = 0,061$$

$$\mu = 0,061 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061}) = 0,079$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,968$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{31,76 \cdot 10^4}{0,968 \times 90 \times 348} = 10,47 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité

$$A_{st_{\min}} = 4,89 \text{ cm}^2 < A_s = 10,47$$

$$\text{On opte pour } \mathbf{3T16+3T14 \quad A=10.65 \text{ cm}^2}$$

#### ➤ Vérifications

##### -Vérification de St :

$$St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq \min (81 ; 40\text{cm})$$

$$St \leq 40\text{cm} \rightarrow St = 35\text{cm}$$

##### -Vérification selon RPA

#### Zone nodale :

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 30\text{cm} \right)$$

$$St \leq 25\text{cm} \rightarrow St = 20\text{cm}$$

#### Zone courante:

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

**-Vérification à L'ELS**

- **En travée :**

$$M_s = 32.11 \text{ t.m}$$

$$A_s = 10.6 \text{ cm}^2$$

**Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (y - c') - \eta \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$\frac{45y^2}{2} - 15 \times 10.6 \times (90 - y) = 0 \Rightarrow 22.5y^2 + 159y - 14310 = 0$$

$$y = 21.93 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{45 \times (21.93)^3}{3} + (15 \times 10.6 \times (90 - 21.93)^2) = 894930.705 \text{ cm}^4$$

**Contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{32,11 \times 10^4}{894930.705} \times 21.93 = 7.87 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.87 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

**Vérification de la contrainte de l'acier**

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 32,11 \times (90 - 21.93) \times 10}{894930.705} = 0,366 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s$$

- **Sur appuis de rive :**

$$M_s = 7.93 \text{ t.m}$$

$$A_s = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$\frac{by^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (y - c') - \eta \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$\frac{45y^2}{2} - 15 \times 2.55 \times (90 - y) = 0 \Rightarrow 22.5y^2 + 38.25y - 3442.5 = 0$$

$$y = 11.55 \text{ cm}$$

### Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{45 \times (11.55)^3}{3} + (15 \times 2.55 \times (90 - 11.55)^2) = 258517.8788 \text{ cm}^4$$

### Contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7.93 \times 10^4}{258517.8788} \times 11.55 = 3.54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.54 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

### Vérification de la contrainte de l'acier

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser} \times (d-y)}{I} = \frac{15 \times 7.93 \times (90 - 11.55) \times 10}{258517.8788} = 0.360 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s$$

- **Sur appuis intermédiaire**

$$M_s = 23.79 \text{ t.m}$$

$$A_s = 7.78 \text{ cm}^2$$

### Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} + \eta \times A_{sc} \times (y-c') - \eta \times A_{st} \times (d-y) = 0$$

$$\frac{45y^2}{2} - 15 \times 7.78 \times (90-y) = 0 \Rightarrow 22.5y^2 + 116.7y - 10503 = 0, \quad \text{d'où } y = 19.17 \text{ cm}$$

### Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{45 \times (19.17)^3}{3} + (15 \times 7.78 \times (90 - 19.17)^2) = 691142,37 \text{ cm}^4$$

### Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{23.79 \times 10^4}{691142,37} \times 19.17 = 6.6 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.6 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

### Vérification de la contrainte de l'acier

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15xMserx(d-y)}{I} = \frac{15x23.79x(90-19,17)x10}{691142,37} = 0,366MPa < \overline{\sigma}_s$$

**-Contrainte de cisaillement :**  $\tau_u < \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \text{ avec : } T = 42.8645t$$

$$\tau_u = \frac{42.8645x100}{45x90} = 1.058Mpa$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 Mpa) = 3,25 Mpa$$

$$\tau_u = 1.058 < 3,25 Mpa \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**-Vérification de la flèche :**

- $\frac{h_t}{L} > \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{45}{370} = 0,12 > \frac{1}{22,5} = 0,04 \dots\dots\dots$  Vérifié.
- $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{10,6}{45 \times 90} = 0,0026 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots$  Vérifié
- $\frac{h_t}{L} > \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{45}{307} = 0,12 > \frac{32,11}{15 \times 39,65} = 0,054 \dots\dots\dots$  Vérifié

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

### VI.3.2.2. Cas poutre de libages ( fils A à O et axe 3)

**Tableau VI.1 : Les sollicitations**

N°Poteaux	N (t)	M (t.m)	L(m)	b(m)	H(m)
1	38.073	0.377	0.73	0.45	1
2	101.64	0.711	4.1		
3	114.1	0.308	3.7		
4	71.463	0.603	3.6		
5	62.396	0.542	3.15		
6	67.605	0.68	3.15		
7	118.28	0.316	3.6		
8	101.75	0.718	3.7		
9	39.912	0.412	4.1		

Tableau VI.2 : Ferrailages

Localisation	M (t.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	A choisie
Travée	56.78	19.25	4T20+4T16 trav (A=20,61cm <sup>2</sup> )
Appuis de rive	14.02	4.54	3T16 (A=6.03cm <sup>2</sup> )
Appuis intermédiaire (0.4M0)	28.04	9.21	4T20(A=12.57 cm <sup>2</sup> )
Appuis intermédiaire (0.5M0)	35.05	11.60	4T20(A=12.57 cm <sup>2</sup> )

## VI.3.2.3. Cas poutre de libages (fils D,F,H,J,L et axe 5)

Tableau VI.3 : Les sollicitations

N°Poteaux	N (t)	M(t.m)	L(m)	b (m)	H (m)
1	91.354	0.169	0.73	45	1
2	87.379	0.229	3.6		
3	78.635	0.242	3.15		
4	84.767	0.254	3.15		
5	91.233	0.171	3.6		

Tableau VI.4 : Ferrailages

Localisation	M (t.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	A choisie
Travée	57.17	19.38	4T20+4T16 trav (A=20,61cm <sup>2</sup> )
Appuis de rive	14.122	4.57	3T16 (A=6.03cm <sup>2</sup> )
Appuis intermédiaire (0.4M0)	28.23	9.27	4T20(A=12.57 cm <sup>2</sup> )
Appuis intermédiaire (0.5M0)	35.29	11.68	4T20(A=12.57 cm <sup>2</sup> )

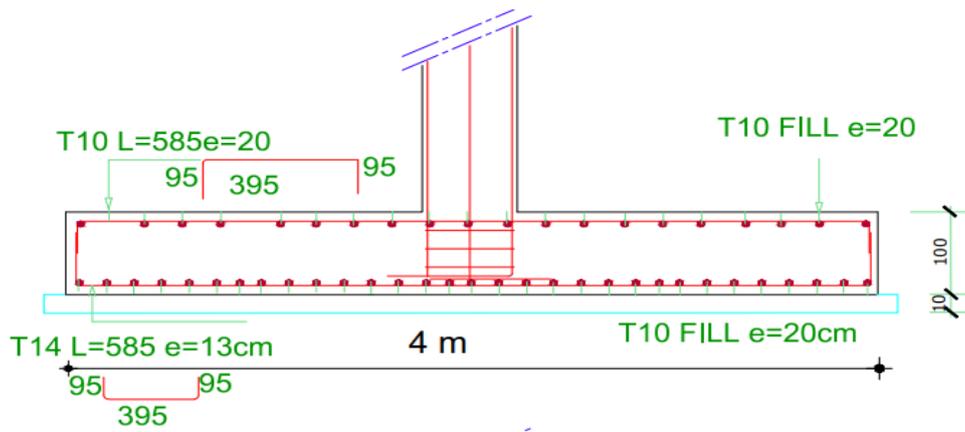


Figure VI.2 : Ferrailage de la semelle sous voile

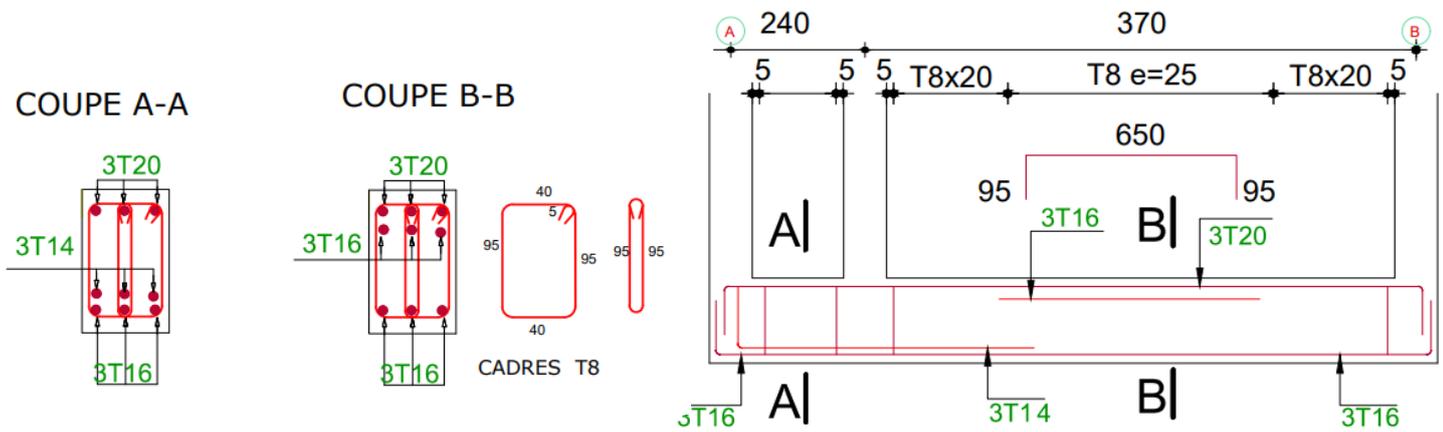


Figure VI.3 : Ferrailage de la poutre de libage

## VI.4. Récapitulatif

Tableau VI.5 : ferrailages des semelles filantes

Semelle filante	Along (cm <sup>2</sup> )	Ar (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
Sous voile	31T14 (A=47.74)	20T10 (A= 15.8)	13/20
Sous poteaux	14T14 (A=21.98)	8T10 (A=6.32)	13/25

Tableau VI.6: ferrailages des poutres de libages

Poutre de libage	Localisation	A choisie(cm <sup>2</sup> )	St(cm)	
			Nodale	Courante
fil L, M, N et axe 1	En travée	3T20+3T16 (A= 15.45)	20	25
	Appuis de rive	3T16 (A=6.03)		
	Appuis intermédiaire	3T16+3T14 (A=10.65)		
Fils D, F,H,J,L et axe 5 Fils A à O et axe 3	En travée	4T20+4T16 trav (A=20,61)	20	25
	Appuis de rive	3T16 (A=6.03)		
	Appuis intermédiaire (0.5 M0)	4T20(A=12.57)		
	Appuis intermédiaire (0.4M0)	4T20(A=12.57)		

# **Conclusion générale**

# Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur.

En effet, il nous a été une bonne occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude. Cette expérience nous a aidée à mieux comprendre notre domaine, connaître les étapes nécessaires de l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un prédimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement.

Suite à l'application du règlement parasismique algérien RPA99/2003, nous avons adopté un système de contreventement mixte (voiles et portiques) pour la reprise des charges verticaux et horizontaux.

L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique, ce qui est difficile à réaliser notamment dans le cas de notre ouvrage. L'étape de modélisation nous a permis de nous familiariser avec le logiciel de calcul et d'analyses des structures « ETABS » qui nous a facilité le calcul des efforts internes.

L'application SOCOTEC nous a facilité les ferraillages des poteaux.

Nous avons choisi des semelles filantes pour l'infrastructure connu par sa combinaison entre l'aspect technique et économique qui est notre but recherché.

Faire le plan de ferraillage nous a permis de mieux comprendre la disposition des armatures des éléments de la structure.

# Références

Cherait, Y. (2004). Calcul des ouvrages en béton armé. Alger : Office des publication Universitaire.

D.T.R. B.C 2.2. (1988, Octobre 24). Charges permanentes et charges d'exploitation. Alger, Le ministère de l'habitat, Algérie.

D.T.R.B.C 2 41. (1993, Décembre 29). Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93. Alger, Ministère de l'Habitat, Algérie.

D.T.R.B.C 2.48. (99/2003). Règlement parasismique 99/2003. Alger, Ministère de l'Habitat : Alger, C.G.S.

D.T.R.B.C 2-42. (1997). Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton armé. Alger, Ministère de l'Habitat, Algérie : CSG.

D.T.U P 18-702. (2000, Février). BAEL 91/99. France : CSTB.

(2019/2020). Mémoire de fin d'étude. Tiaret : Université IBN Khaldoun Tiaret.

M. BELAZOUGUI. Calcul des ouvrages en béton armé Alger : Office des publication Universitaire.